

**UNIVERSITETI POLITEKNIK
TIRANËS**

**FAKULTETI I INXHINIERISË
SË NDËRTIMIT**

DISERTACION

Paraqitur në kërkim të gradës shkencore “DOKTOR”

STUDIMI I NDIKIMIT TË DEFORMKOHËS DHE TKURRJES SË BETONIT NË LLOGARITJEN E STRUKTURAVE PREJ BETONI TË ARMUAR NËPËRMJET ANALIZËS JO LINEARE.

Doktorant

M.Sc. Diana LLUKA

Udhëheqës Shkencor:

Prof. Asoc. Hektor Cullufi

Tiranë, mars 2016

Përmbajtja

Lista e figurave	5
Lista e tabelave:	9
Lista e simboleve:	14
Abstrakt	16
1.Hyrje.	17
2. Deformkoha.	19
2.1. Deformkoha.....	19
2.2. Mekanizmi dhe natyra fizike e deformkohës.....	22
2.3. Modeli matematikor i deformkohës.	24
2.4. Faktorët që influencojnë në deformkohën e betonit.....	29
2.5. Llogaritja e deformkohës sipas EC 2.....	31
3. Tkurrrja dhe bymimi i betonit.	36
3.1. Tkurrrja dhe klasifikimi i tkurrjes së betonit.....	36
3.2. Bymimi i betonit.....	41
3.3. Faktorët që influencojnë në tkurrjen e betonit.	41
3.4. Mekanizmi i tkurrjes.....	42
3.5. Llogaritja e tkurrjes sipas EC 2.....	45
3.6. Agresiviteti ambjental në beton.	47
4. Ndikimi i tkurrjes dhe deformkohës në analizën e rendit të dytë të elementëve prej betoni të armuar.	48
4.1. Analiza e rendit të dytë.	48
4.2. Kriteret e perkulshmërisë për elementët e vecuar.	48
4.3. Metodatat e thjeshtuara analitike për llogaritjen e kolonave të holla.	51
5. Studimi i faktorëve që ndikojnë në deformkohën dhe tkurrjen e betonit. Raste studimi.....	63
5.1. Ndikimi i kushteve ambjentale dhe klasës së çimentos në përbërje të betonit në deformkohën e tkurrjen e betonit.....	63
5.1.a. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në koeficientin e deformkohës të betonit.	70
5.1.b. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në koeficientin efektiv të deformkohës	71
5.1.c. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në koeficientin e perkulshmërisë λ_{lim} nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës ϕ_{ef}	72

5.1.d. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në shtangësinë EI të elementëve në shtypje prej betoni të armuar llogaritur me metodën N.S. nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës φ_{ef}	78
5.1.e. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në vlerat e momenteve të rendit të dytë në elementët në shtypje prej betoni të armuar llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S.	80
5.2. Ndikimi i përmasave të seksionit të prerjes tërthore të elementit beton arme në koeficientin e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.	83
5.2.a. Ndikimi i përmasave të elementit prej betoni të armuar në raportin efektiv të deformkohës, φ_{ef}	86
5.2.b. Ndikimi i përmasave të elementit prej betoni të armuar në koeficientin e deformkohës, $\varphi(\infty, t_0)$	87
5.2.c. Studimi i shtangësisë EI të elementit me plasje në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$	88
5.2.d. Studimi i momentit llogarites të rendit të dytë, M_{Ed} në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$	90
5.2.e. Studimi i përkulshmërisë limite, λ_{lim} në varësi të raportit efektiv të deformkohës φ_{ef}	91
5.3. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit në deformkohën dhe tkurrjen e betonit.	94
5.3.a. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betoni të armuar në shtypje në përkulshmërinë limite λ_{lim} nëpërmjet koeficientit të reduktuar të deformkohës.....	99
5.3.b. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betonit të armuar në shtypje tip kolonë e hollë, në shtangësinë e kolonës llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S.....	100
5.3.c. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betonit të armuar në shtypje tip kolonë e hollë në momentet e rendit të dytë llogaritur sipas metodave të shtangësisë nominale N.S. dhe metodës së kurbaturës nominale N.C.	102
5.4. Ndikimi i lagështisë relative ambjentale RH% nga 0% deri në 100% në deformkohën dhe tkurrjen e betonit.	105
5.4.a. Ndikimi i lagështisë relative RH% në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe në raportin efektiv të deformkohës φ_{ef}	111
5.4.b. Ndikimi i lagështisë relative RH% në përkulshmërinë kufitare të kolonave të holla nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës.	113
5.4.c. Ndikimi i lagështisë relative RH% në momentet e rendit të dytë M_2 dhe shtangësisë EI llogaritur me metodat N.S. dhe N.C. nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës.	114
5.5. Ndikimi i klasës së betonit në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.	121

5.5.a. Ndikimi i klasës së betonit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe në raportin efektiv të deformkohës φ_{ef} .	124
5.5.b. Ndikimi i klasës së betonit në përkulshmërinë kufitare λ_{lim} , koeficientin k_c dhe jashtëqendërsinë nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës.	125
5.6. Ndikimi i kushteve të mbërthimit të elementit tip kolonë e hollë në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.	129
5.7. Ndikimi i lartësisë së kolonës në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.	133
5.8. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit, kohëzgjatja e ngarkesës dhe klasa e betonit në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.	137
5.8.a. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportin efektiv të deformkohës φ_{ef} .	141
5.8.b. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për klasa të ndryshme betoni.	142
6. Rast studimi, godinë industriale. Ndikimi i deformkohës dhe tkurrjes së betonit në kolonat e holla.	144
7. Konkluzione	201
8. Referenca	203

Lista e figurave

Fig.2.1.1. Deformimet në beton për shkak të deformkohës.

Fig.2.1.2. Efekti i defomkohës së betonit në diagramën e sjelljes së betonit.

Fig.2.1.3. Efekti i relaksimit

Fig.2.1.4. Ndikimi i lagështisë relative ambjentale në fenomenin e deformkohës në beton.

Fig.2.2.1. Zonat e zhvillimit të deformkohës në funksion të deformimeve relative ϵ dhe kohës t në varësi të moshës së betonit.

Fig.2.3.1. Modeli Kelvin për deformkohën.

Fig.2.4.1. Ndikimi i përmbajtjes së agregateve dhe pastës së çimentos në sjelljen e betonit. Fintal, Ghosh, Iyengar, (1987)

Fig.2.4.2. Ndikimi i tipit të agregateve në vlerën e modulit të elasticitetit

Fig.2.4.3. Ndikimi i agregateve në deformkohën e betonit në funksion të modulit të elasticitetit të betonit.

Fig.2.4.4. Skematikisht faktorët që ndikojnë në deformkohën e betonit .

Fig.2.5.1. Përcaktimi i koeficientit të deformkohës $\phi(\infty, t_0)$, RH=50% [Ambjenti i brendshëm].

Fig.2.5.2. Përcaktimi i koeficientit të deformkohës $\phi(\infty, t_0)$, RH=80% [Ambjenti i jashtëm].

Fig.2.5.3. Përcaktimi i koeficientit të deformkohës $\phi(\infty, t_0)$.

Fig.3.1.1. Skema e ndarjes së ujit nga betoni në tkurrjen plastike, plasaritjet sipërfaqësore nga ndikimi i tkurrjes plastike.

Fig.3.1.2. Tkurrja autogenoze (kimike) plasaritje me shkak tkurrjen autogenoze në beton.

Fig.3.1.3. Karbonatizimi i betonit i kombinuar me veprimin e klorideve.

Fig.3.1.4. Tkurrja autogenoze dhe tkurrja e thatë për raporte të ndryshme w/c në funksion të lagështisë ambjentale në %

Fig.3.3.1. Skematikisht faktorët që ndikojnë në tkurrjen e betonit .

Fig.3.4.1. Skemë e idealizuar e ujit të absorbuar, levizja e ujit në makroporet, presioni në skeletin e ngurtë dhe ujin e poreve.

Fig.3.4.2. Funksioni i tkurrjes relative në 10^{-6} nga vëllimi në përmbajtje në % të agregateve

Fig.3.4.3. Skematikisht procesi i tkurrjes e betonit .

Fig.4.1.1. Ndikimi i efektit të rendit të dytë në skemën e deformuar të elementit konstruktiv tip kolonë e hollë.

Fig.4.2.1. Gjatësia efektive për elementët e vecuar.

Fig.4.3.1. Varësia sforcim- deformim e sjelljes së betonit.

Fig.4.3.2. Diagrama sforcim deformim e sjelljes së betonit dhe ndikimi i deformkohës.

Fig.4.3.3. Diagrama sforcim-deformime relative të betonit. Efekti i deformkohës, ndryshimi i modulit të elasticitetit në kondita lineare. Westenberg 2008.

Fig.4.3.4. Diagrama e sforcim-deformime relative të betonit. Efekti i deformkohës, ndryshimi i modulit të elasticitetit në kondita jolineare. Westenberg 2008.

Fig.4.3.5. Bllok skema për llogaritjen e momentit përkulës në kolonat e holla.. Ndikimi i koeficientit të deformkohës.

Fig.4.3.6. Percaktimi i jashtëqendërsive e_y , e_z .

Fig.4.3.7. Diagramat e momenreve përkulëse për kolonat e holla me nyje të paspostueshme dhe me nyje të spostueshme.

Fig.4.3.8. Diagramat e interaksionit M-N.

Fig.4.3.9. Diagramat e interaksionit M-N për kolonat. Ndryshimi i kurbaturës për nivele të ndryshme të aplikimit të forcës aksiale.

Fig.4.3.10. Grafikët për llogaritjen e kolonave për betonin me rezistencë $f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$

Fig.4.3.11. Grafikët për llogaritjen e kolonave për betonin me rezistencë $f_{ck} = 70 \text{ Mpa}$

Fig.5.1.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht në perimetër.

Fig. 5.1.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y , z.

Fig. 5.1.3. Pamje e kolonave të holla. Uzina e Ferrokromit, Elbasan.

Fig.5.1a. Koeficienti i deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ në funksion të lagështisë relative RH%.

Fig. 5.1.b. Koeficienti efektiv i deformkohës ϕ_{ef} dhe lagështia relative RH%.

Fig. 5.1.c.1. Përkulshmëria limite λ_{lim} llogaritur me metodën N.S. dhe lagështia relative RH(%) .

Fig. 5.1.c.2. Përkulshmëria limite λ_{lim} llogaritur me metodën N.C. dhe lagështia relative RH(%) .

Fig..5.1.c.3. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH% llogaritur për klasën R të çimentos me metodat N.S. dhe N.C.

Fig..5.1.c.4. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH% llogaritur për klasën N të çimentos me metodat N.S. dhe N.C.

Fig..5.1.c.5. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH% llogaritur për klasën S të çimentos me metodat N.S. dhe N.C.

Fig.5.1.d. Shtangësia EI sipas metodës N.S.dhe lagështia relative RH(%).

Fig.5.1.e.1. Momenti përkulës M_{Ed} dhe lagështia relative RH(%) llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S.

Fig.5.2. 1. Kolona me seksion tërthor konstant në shtypje me seksione tërthore dhe armaturë të njëjtë.

Fig. 5.2.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Fig. 5.3.1. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Fig.5.3.2 Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

Fig.5.3.b. Varësia e shtangësisë EI nga forca aksiale shtypëse.

Fig.5.4.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

Fig. 5.4.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Fig.5.4.a.1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ në funksion të lagështisë relative RH %.

Fig.5.4.a.2. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} dhe lagështia relative RH në %.

Fig.5.4.c.1. Momentet e rendit të dytë M_2 funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

Fig.5.4.c.2. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

Fig.5.5.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

Fig. 5.5.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Fig.5.5.a.1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ funksion i klasës së betonit.

Fig.5.5.a.2. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} funksion i klasës së betonit.

Fig.5.5.a.5. Jashtëqendërsia e_2 funksion i klasës së betonit llogaritur me metodën N.C.

Fig.5.6. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit me skema të ndryshme të mbërthimit të skajeve.

Fig.5.7.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

Fig. 5.7.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Fig.5.8. Kolonë e hollë me seksion konstant ,armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit nënveprimin e forcës aksiale dhe momenteve përkulës M_y , M_z dhe $M_x=0$.

Fig.5.8.a.1. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës së betonit $\phi(\infty, t_0)$ për betonin C30/37.

Fig.5.8.a.2. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në raportin efektiv të deformkohës ϕ_{ef} për betonin C30/37.

Fig.5.8.b.1 Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ për betone të klasave të ndryshme.

Fig.6.1. Uzina e Ferrokromit, Elbasan.

Fig.6.2. Uzina e Ferrokromit, Elbasan. Reparti i shkrirjes.

Fig.6.3. Prerja e objektit.

Fig.6.4. Skema konstruktive.

Fig.6.5. Plani i kolonave në kuotën +5.50 .

Fig.6.6. Plani i trarëve në kuotën +5.50 .

Fig.6.7. Plani i trarëve në kuotën +13.00 .

Fig.6.8. Kolona B-12 [KZ-8]

Fig.6.9. Kolona C-12 [KZ-3]

Lista e tabelave:

Tab.5.1.1. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 45% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.2. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 50% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.3. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 55% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.4. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 60% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.5. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 65% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.6. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.7. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 75% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.8. Llogaritja e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 80% , betoni C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.1.a. Koefiçienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe lagështia relative RH në %.

Tab.5.1.b. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} dhe lagështia relative RH%.

Tab.1.c.1. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%.

Tab.5.1.c.2. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%.

Tab.5.1.c.3. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%. Klasa R e çimentos.

Tab.5.1.c.4. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%. Klasa N e çimentos.

Tab.5.1.c.5. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%. Klasa S e çimentos.

Tab.5.1.d. Shtangësia EI sipas metodës N.S.dhe lagështia relative RH(%).

Tab.5.1.e.1. Momenti përkulës M_{Ed} dhe lagështia relative RH(%) llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S..

Tab.5.2.1. Llogaritja e kolonës me metodën N.S. për kolona me seksion 400x400 mm dhe $\varphi=450$ mm, RH=70%, beton C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.2.2. Llogaritja e kolonës me metodën N.S. për kolona me seksion 300x534 mm dhe 350x457mm, RH=70%, beton C30/37, klasa ambjentale XC3.

Tab.5.2.a. Varësia midis perimetrit u te seksionit dhe raportit efektiv të deformkohës φ_{ef}

Tab.5.2.b. Varësia midis perimetrit u te seksionit dhe koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Tab.5.2.c.1. Shtangësia EI_y e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Tab.5.2.c.2. Shtangësia EI_z e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Tab.5.2.c.3. Shtangësia EI_y e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$. Ndryshimi në %.

Tab.5.2.c.4. Shtangësia EI_z e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$. Ndryshimi në %.

Tab.5.2.d.1. Momenti përkulës llogaritës në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Tab.5.2.e.1. Perkulshmëria limite për $\varphi_{ef}=0$ për katër elementët llogaritës.

Tab.5.2.e.2. Perkulshmëria limite për φ_{ef} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës.

Tab.5.2.e.3. Ndryshimi i perkulshmërisë limite për $\varphi_{ef}=0$ dhe φ_{ef} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës.

Tab.5.3.1. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=1350$ kN.

Tab.5.3.2. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=1620$ kN.

Tab.5.3.3. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=1890$ kN.

Tab.5.3.4. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=2160$ kN.

Tab.5.3.5. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=2430$ kN.

Tab.5.3.6. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=2700$ kN.

Tab.5.3.a. Përkulshmëria limite λ_{lim} funksion i ngarkesës aksiale N_{ED}

Tab.5.3.b. Varësia e shtangësisë EI nga forca aksiale shtypëse.

Tab.5.3.c.1. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betonit të armuar në shtypje tip kolonë e hollë në momentet e rendit të dytë.

Tab.5.3.c.2. Jashtëqendërsitë për elementët në shtypje llogaritur me metodën N.S.

Tab.5.3.c.3. Jashtëqendërsitë për elementët në shtypje llogaritur me metodën N.C.

Tab.5.3.c.4. Ndryshimi i jashtëqendërsisë për elementët në shtypje llogaritur me metodën N.S. dhe N.C.

Tab.5.4.1. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 0% .

Tab.5.4.2. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 10%

Tab.5.4.3. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 20%

Tab.5.4.4. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 30%

Tab.5.4.5. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 40%

Tab.5.4.6. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 50%

Tab.5.4.7. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 60%

Tab.5.4.8. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70%

Tab.5.4.9. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 80%

Tab.5.4.10. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 90% .

Tab.5.4.11. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 100%

Tab.5.4.a.1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe lagështia relative RH në %.

Tab.5.4.a.2. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} dhe lagështia relative RH në %.

Tab.5.4.b. Përkulshmëria limite λ_{lim} funksion i lagështisë relative RH në %.

Tab.5.4.c.1. Momentet e rendit të dytë M_2 funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

Tab.5.4.c.2. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

Tab.5.4.c.2. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S.

Tab.5.4.c.3. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S. dhe N.C.

Tab.5.4.c.4. Shtangësia EI funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S.

Tab.5.4.c.5. Llogaritja e EI, φ_{ef} , $\varphi(\infty, t_0)$ funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S. për betonin e klasës C25/30

Tab.5.4.c.6. Llogaritja e EI, φ_{ef} , $\varphi(\infty, t_0)$ funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S. për betonin e klasës C30/37.

Tab.5.4.c.7. Varësia e EI, φ_{ef} , $\varphi(\infty, t_0)$ dhe λ_{lim} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S. për betonin e klasës C35/45.

Tab.5.5.1. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70% dhe beton të klasës C20/25 .

Tab.5.5.2. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70% dhe beton të klasës C25/30 .

Tab.5.5.3. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70% dhe beton të klasës C30/37 .

Tab.5.5.4. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70% dhe beton të klasës C35/45 .

Tab.5.5.5. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70% dhe beton të klasës C40/50 .

Tab.5.5.6. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70% dhe beton të klasës C45/55.

Tab.5.5.a.1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ funksion i klasës së betonit.

Tab.5.5.a.2. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} funksion i klasës së betonit.

Tab.5.5.b.1. Përkulshmëria kufitare λ_{lim} funksion i klasës së betonit.

Tab.5.5.b.2. Koeficienti k_c funksion i deformkohës dhe klasës së betonit llogaritur me metodën N.S.

Tab.5.5.b.3. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} dhe jashtëqendërsia e_2 funksion i klasës së betonit llogaritur me metodën N.C.

Tab.5.6.1. Skema a e mbërthimit në skaje.

Tab.5.6.2. Skema b e mbërthimit në skaje.

Tab.5.6.3. Skema c e mbërthimit në skaje.

Tab.5.7.1. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=3m$, klasa e betonit C25/30 në përbërje çimento të klasës R, N, S përkatësisht dhe lagështi ambjentale RH70%.

Tab.5.7.1. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C25/30 në përbërje çimento të klasës R, N, S përkatësisht dhe lagështi ambjentale RH70%.

Tab.5.7.1. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=5m$, klasa e betonit C25/30 në përbërje çimento të klasës R, N, S përkatësisht dhe lagështi ambjentale RH70%.

Tab.5.8.1. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 28ditë.

Tab.5.8.2. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 60ditë.

Tab.5.8.3. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 90ditë.

Tab.5.8.4. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 120ditë.

Tab.5.8.5. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 150ditë.

Tab.5.8.6. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 180ditë.

Tab.5.8.7. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 240ditë.

Tab.5.8.8. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 300ditë.

Tab.5.8.9. Llogaritja e kolonës me lartësi $l=4m$, klasa e betonit C30/37 në përbërje çimento të klasës N, lagështi ambjentale RH70% nën ndikimin e N , M_y dhe M_z . Ngarkuar në momentin kohor 365ditë.

Tab.5.8.a.1. Ndikimi i momenti kohor i ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportin efektiv të deformkohës φ_{ef} për betonin C30/37.

Tab.5.8.b.1. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për betone të klasave të ndryshme.

Tab.6.1. Të dhëna të përgjithshme të objektit

Tab.6.1. Të dhënat klimatike të zonës.

Tab.6.3. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës B-12 për $\varphi_{ef}=0$.

Tab.6.4. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës B-12 për φ_{ef} .

Tab.6.5. Llogaritja e kolonës B-12 me metodat N.C. dhe N.S.

Tab.6.6. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës C-12 për $\varphi_{ef}=0$.

Tab.6.7. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës C-12 për φ_{ef} .

Tab.6.8. Llogaritja e kolonës C-12 me metodat N.C. dhe N.S.

Lista e simboleve:

- A: Siperfaqja e prerjes tërthore totale
- A_c : Siperfaqja prerjes tërthore e seksionit të betonit
- A_s : Siperfaqja e armaturës së celikut
- E_{cd} : Moduli i elasticitetit të betonit.
- E_{cm} : Moduli sekant i elasticitetit të betonit
- E_s : Moduli i elasticitetit të çelikut
- I: Momenti i inercise kundrejt qendres së seksionit.
- I_c : Momenti i inercise i seksionit tërthor të betonit
- I_s : Momenti i inercise i siperfaqes së armatures kundrejt qendres së seksionit të elementit betonarme
- M: Momenti përkulës
- M_{01} , M_{02} : Momentet e rendit të parë në skajet e elementit.
- M_{0Eq} : Momenti e rendit të parë për kombinim e ngarkesave pothuaj te përhershme
- M_{0Ed} : Momenti përkules për kombinimin e ngarkesave të projektimit
- M_{Ed} : Vlera llogaritëse e momentit përkulës
- N_B : Ngarkesa aksiale kritike bazuar në shtangësinë nominale në shtypje
 $N_B = \pi^2 EI / l_0^2$
- N_{Ed} : Vlera e projektuar e forces aksiale të aplikuar
- RH: Lagështia relative
- b: Gjerësia e seksionit tërthor
- c: Faktor që përcaktohet nga kurbatura e aksit të deformuar të elementit
- c_0 : Koeficienti që varet nga shpërndarja e momentit të rendit të parë
- d: Lartësia efektive e një seksioni tërthor
- e_0 : Jashtëqendërsia fillestare
- e_2 : Deformimi
- f_{cd} : Vlera projektuese e rezistencës në shtypje të betonit
- f_{ck} : Rezistenca karakteristike cilindrike në shtypje e betonit në moshën 28 ditore
- f_{cm} : Rezistenca në shtypje e betonit në moshën 28 ditore
- f_{yd} : Rezistenca llogaritëse e armatures
- f_{yk} : Rezistenca e normuar e armatures
- h: Lartësia e seksionit tërthor

- h_0 : Lartësia e zonës së shtypur të betonit
- i : Rrezja e inercise së seksionit tërthor
- k_1 : Koeficient që varet nga klasa e betonit
- k_2 : Koeficient që varet nga forca aksiale dhe përkulshmëria
- k_c : Koeficient, përcaktohet nga ndikimi i plasaritjeve në beton
- k_ϕ : Koeficient që përcaktohet nga deformkoha
- k_r : Koeficient korigjues, funksion i forcës aksiale
- k_s : Koeficient i kontributit të armatures
- k_σ : Raporti sforcim-deformim relativ
- l_0 : Gjatësia efektive e kolonës
- n : Forca relative aksiale $=N_{Ed}/A_c f_{cd}$
- n_{bal} : Vlera e n në maximumin e momentit të rezistencës
- r : Rreze e kurbaturës
- $1/r$: Kurbatura
- r_m : Raporti i momenteve
- t_0 : Mosha e betonit (në dite) në momentin e ngarkimit
- u : Perimetri i pjesës së ekspozuar në ambientin e jashtëm
- β : Koeficient që varet nga shpërndarja e momenteve të rendit I dhe II
- $\beta_c(t, t_0)$: Koeficienti që përshkruar deformkohën pas ngarkimit
- β_H : Koeficient në varësi të lagështisë relative (RH)
- θ_i : Inklinimi
- $\phi(\infty, t_0)$: Koeficienti final i deformkohës të betonit të ngarkuar në momentin kohor t_0
- ϕ_{ef} : Raporti efektiv i deformkohës ose koeficienti i reduktuar i deformkohës
- $\phi_{nl}(\infty, t_0)$: Koeficienti jo linear i deformkohës
- ϕ_0 : Koeficienti fillestar i deformkohës
- ϕ_{RH} : Faktori që jep ndikimin e lagështisë relative në koeficientin e deformkohës
- γ_C : Faktor i siguri së pjesshme të betonit
- γ_S : Faktor i siguri së pjesshme të çelikut
- λ : Përkulshmëria
- λ_{lim} : Përkulshmëria kufitare
- ρ : Raporti armaturës gjatësore $=A_s/A_c$
- σ_c : Sforcimet në shtypje në beton

Abstrakt

Studimi i paraqitur në temën e doktoratës është një përshkrim i shtjelluar i mekanizmit të deformkohës dhe tkurrjes së betonit referuar normativave Evropiane. Këto fenomene ndikojnë në ndryshimin e mikrostrukturës së betonit me pasojë degradimin në terma afatgjatë dhe uljen e aftësisë mbajtëse të elementëve në veçanti dhe në përgjithësi të strukturës prej betoni të armuar. Studimi është fokusuar në efektin e lagështisë relative ambjentale, klasën e çimentos në përbërje të betonit, përmasat e ekspozuara të elementit, kushtet e mbërthimit në skaje, gjendjen e sforcur, klasën e betonit dhe momentin kohor e kohëzgjatjen e ngarkimit të parë në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit për kolonat e holla prej betoni të armuar. Janë studjuar kolonat e holla me seksion tërthor rrethor dhe seksion tërthor katërkëndësh këndrejtë me shpërndarje uniforme të armaturës në perimetër për klasa të ndryshme betoni dhe skema të ndryshme mbërthimi ku disa parametra si lagështia relative ambjentale, klasa e çimentos në përbërje të betonit, lartësia e elementit ndryshohen për efekt studimi duke paraqitur për çdo rast ndikimin në parametrat e tkurrjes dhe deformkohës së betonit.

1.Hyrje.

Durabiliteti i strukturave prej betoni të armuar është një nga problemet me të cilat përballlet inxhinieria civile në ditët e sotme. Vlerësimi konstruktiv ambjental, përcaktimi i shtresës mbrojtëse dhe vlerësimi i plasaritjeve që lindin në elementët prej betoni në fazën e shfrytëzimit të strukturës janë disa nga faktorët që studjohen në këndvështrimin e ndikimit të fenomeneve si tkurrja dhe deformkoha e betonit. Në praktikën e projektimit llogaritja e elementëve prej betoni të armuar vecanërisht atyre ku efektet e rendit të dytë janë ndikuese në aftësinë mbajtëse të strukturës kërkojnë vlerësimin e ndryshimit të gjendjes së sforcuar të elementit konstruktiv për shkak të skemës së deformuar ku deformkoha dhe tkurrja e betonit shkaktojnë ndryshim të mikrostrukturën e betonit si material konstruktiv.

Në praktikën e projektimit vlerësimi i madhësisë së hapjes të të plasurave realizohet shpesh pa marrë në konsideratë këto dy fenomene. Tkurrja dhe deformkoha në funksion të lagështisë mesatare ambjentale mund të rrisin ose të reduktojnë sforcimet në element në terma afatgjatë. Këto dy fenomene në varësi të temperaturës dhe lagështisë ambjentale, përmasave të elementit të ekspozuar në ambjentin përreth, influencojnë në gjendjen e deformuar të elementit dhe ndonjëherë ndikimi i tyre shoqërohet me zhvillimin e plasaritjeve që ulin gradualisht aftësinë mbajtëse të elementëve konstruktivë prej betoni të armuar.

Vlerësimi mjedisor nga pikëpamja konstruktive, studimi i faktorëve ndikues në uljen e aftësisë mbajtëse të strukturave betonarme e mbrojtja e tyre janë disa nga çështjet e ngritura në tezën e doktoratës.

Përmbajtja e temës është organizuar në kapitujt e mëposhtëm:

Kapitulli i parë paraqet një përshkrim në përgjithësi të problemeve që shkaktohen nga tkurrja dhe deformkoha në elementët strukturorë betonarme që ndikohen nga këto fenomene, raste tipike të ndikimit të deformkohës dhe tkurrjes në struktura ekzistuese. Në kapitullin e parë jepen objektivat dhe qëllimi i temës.

Kapitulli i dytë trajton fenomenin e deformkohës, mekanizmin dhe natyrën fizike, modelin matematikor dhe metodat për llogaritjen e deformkohës, hipotezat bazë për llogaritjen e deformimeve nga deformkoha dhe fenomenin e deformkohës së betonit në elementë me gjendje të sforcuar të ndryshueshme. Gjithashtu në këtë kapitull trajtohen faktorët që influencojnë në deformkohën e betonit dhe llogaritja e deformkohës sipas eurokodeve, konkretisht EC 2.

Kapitulli i tretë trajton fenomenin e tkurrjes dhe byimit të betonit, klasifikimin e tkurrjes së betonit, faktorët që influencojnë në tkurrjen e betonit, mekanizmin e tkurrjes referuar disa teorive. Në këtë kapitull trajtohet llogaritja e tkurrjes sipas Eurokodeve më konkretisht sipas EC2 dhe klasifikimi e vlerësimi i agresivitetit ambjental në beton.

Kapitulli i katërt paraqet në mënyrë të detajuar ndikimin e tkurrjes dhe deformkohës në analizën e rendit të dytë të elementëve prej betoni të armuar.

Në këtë kapitull trajtohen nëpërmjet analizës jo lineare metodat e thjeshtuara analitike për llogaritjen e kolonave të holla për përkuljen një aksiale dhe dy aksiale. Në trajtimin e elementëve në shtypje tip kolona të holla diskutohet efekti i fenomeneve të tkurrjes dhe deformkohës nga pikëpamja teorike duke shprehur në mënyrë analitike ndikimin e tyre në llogaritjen e parametrave të rendit të dytë të elementëve strukturalë prej betoni të armuar.

Kapitulli i pestë trajton studimin e faktorëve që ndikojnë në deformkohën dhe tkurrjen e betonit. Në këtë kapitull janë trajtuar raste studimi dhe përbën pjesën kryesore të dizertacionit. Është ndarë në tetë nën kapituj për grupet e rasteve të studimit. Sipas nënkapitujve studjohen faktorët që ndikojnë në parametrat e përcaktimit të deformkohës dhe tkurrjes së betonit referuar elementëve tip kolonë e hollë betonarme në shtypje. Studimi është fokusuar në:

- a) Ndikimin e lagështisë relative ambjentale dhe klasën e çimentos në përbërje të betonit në deformkohën dhe tkurrjen e betonit. Në këtë nënkapitull janë trajtuar çështjet e ndikimit të klasës së çimentos dhe lagështisë relative në koeficientin e deformkohës dhe koeficientin efektiv të deformkohës, koeficientin e përkulshmërisë nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës, shtangësisë së elementëve në shtypje, momenteve të rendit të dytë në kolonat e holla.
- b) Ndikimi i përmasave të elementit të betonit të armuar në deformkohën e tkurrjen e betonit, konkretisht në parametrat e raportit efektiv të deformkohës, në koeficientin e deformkohës, momentet përkulëse llogaritëse të rendit të dytë, përkulshmërinë kufitare.
- c) Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit në deformkohën dhe tkurrjen e betonit.
- d) Ndikimi i klasës së betonit në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.
- f) Ndikimi i kushteve të mbërthimit të elementit, ndikimi i momentit kohor të ngarkimit dhe kohëzgjatja e ngarkesës.

Për çdo nën kapitull janë paraqitur konkluzionet që dalin nga çdo studim në veçanti.

Llogaritjet në këtë kapitull janë bërë me metodat llogaritëse referuar kushteve evropiane të projektimit.

Kapitulli i gjashtë paraqet llogaritjen e një rasti konkret të një strukture me kolona të holla të një godine industriale të realizuar nga autori.

Nëpërmjet këtij kapitulli jepet ndikimi i fenomeneve që trajton dizertacioni, tregohet rruga e llogaritjes së strukturave ku efektet e rendit të dytë ndikojnë në aftësinë mbajtëse të strukturës. Krahësimi i rezultateve dhe konkluzionet në këtë kapitull plotësojnë konkluzionet e kapitullit të pestë të studimit.

2. Deformkoha.

2.1. Deformkoha

Deformkoha është tendenca e një materiali solid të rritë deformimet gradualisht me kalimin e kohës nën ndikimin e një gjendjeje të sforcuar konstante. Deformkoha ndodh në metale, polimere dhe në beton. Në beton, deformimet nga deformkoha janë përgjithësisht më të mëdha se deformimet elastike, ndonjëherë mund të jenë disa herë më të mëdha se deformimet fillestare elastike. Shkak i kësaj gjendjeje është prezenca e sforcimeve të shkaktuara nga ngarkesat që veprojnë për një kohë të gjatë.

Deformkoha e betonit mund të çojë në deformime të mëdha që në elementët konstruktivë strukturalë mund të sjellin si pasojë kolapsin nëpërmjet humbjes së qendrueshmërisë. Si fenomen i brendshëm i betonit njëkohësisht ndikon në rishpërndarjen e sforcimeve shtesë nga betoni në armaturën e çelikut në elementët prej betoni të armuar. Deformkoha e betonit është fenomen i lidhur me pastën e çimentos, kapilaritetin, porozitetin dhe ujin e poreve.

Nëse në një element prej betoni ushtrohen sforcimet konstante σ_0 në momentin e kohës t_0 grafikisht gjendja e sforcuar në funksion të moshës së betonit jepet grafikisht në Fig.2.1.1. Duke filluar nga momenti i kohës t_0 deformimet relative ε jepen grafikisht në Fig.2.1.1. Në momentin t_0 deformimet relative elastike janë ε_0 , ndërsa në momentin t vihet re një rritje e deformimeve relative ε megjithëse nuk ka rritje të sforcimeve në beton. Kjo rritje është pasojë e efektit të deformkohës së betonit. Në beton deformkoha duke shkaktuar deformime më të mëdha se deformimet elastike është një faktor i rëndësishëm në përcaktimin e formës së deformuar të elementit.

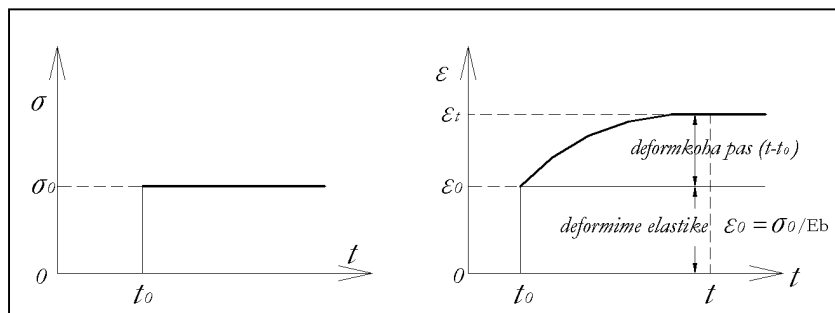


Fig.2.1.1. Deformimet në beton për shkak të deformkohës.

ε_0 - deformimet relative elastike.

ε_t - deformimet relative në momentin e kohës t .

$(\varepsilon_0 - \varepsilon_t)$ - deformimet nga deformkoha.

Deformkoha ndodh për çdo gjendje të sforcuar të betonit. Në Fig.2.1.2. jepet grafikisht ndikimi i deformkohës në varësi nga mosha e betonit.

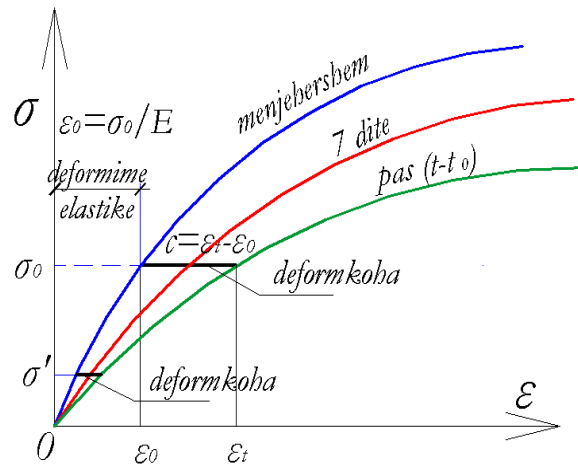


Fig.2.1.2. Efekti i defomkohës së betonit në diagramën e sjelljes së betonit.

Relaksimi është reduktimi i sforcimeve në beton për deformime relative ϵ konstante. Nëse mbëthejmë elementin prej betoni që të mos lejojmë deformimin e tij, diagramat në Fig.2.1.3. japin efektin e relaksimit të betonit. Relaksimi njëlloj si deformkoha ndryshon me ndryshimin e moshës së betonit. Nëse deformkoha shkakton rritje të sforcimeve, relaksimi sjell zvogëlimin e tyre dhe diagramat kanë tendencë të kundërta në varësi të moshës së betonit. Relaksimi si deformkoha ndryshon me kalimin e kohës.

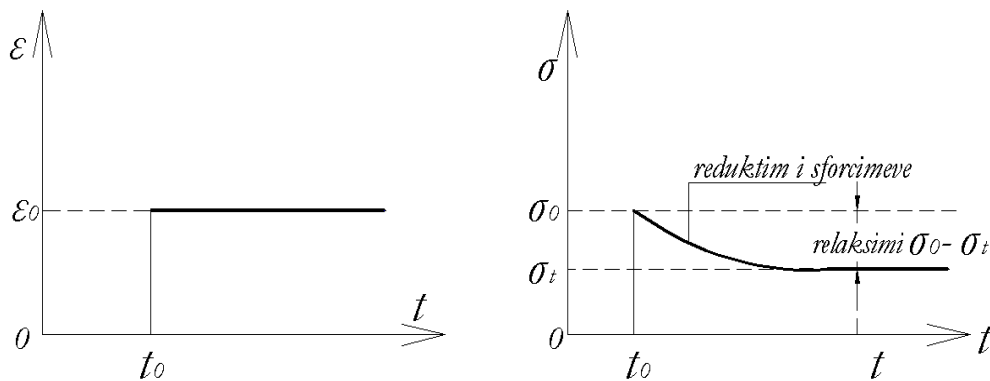


Fig.2.1.3. Efekti i relaksimit

Deformkoha mund të jetë shkak edhe për zvogëlimin e deformimeve në rastin kur ndodh largim i menjëhershëm i ngarkesës me pasojë zvogëlim të menjëhershëm të sforcimeve në një element prej betoni. Grafiku në Fig.2.1.4 jep dy raste të ndryshme kur elementi prej betoni ndodhet në ambjentet me % lagështie të ndryshme. $R_1 < R_2$, ku R_1 jep lagështinë në % në gjendjen 1 të elementit i konsideruar si ambjent më i thatë se R_2 që paraqet gjendjen 2 të elementit të konsideruar si ambjent i lagësht.

Në të dy rastet elementët janë identikë ose të njëjtë në përmasa, armim dhe klasa betoni e çeliku dhe njëkohësisht janë aplikuar të njëjtat gjendje të sforcuara në element.

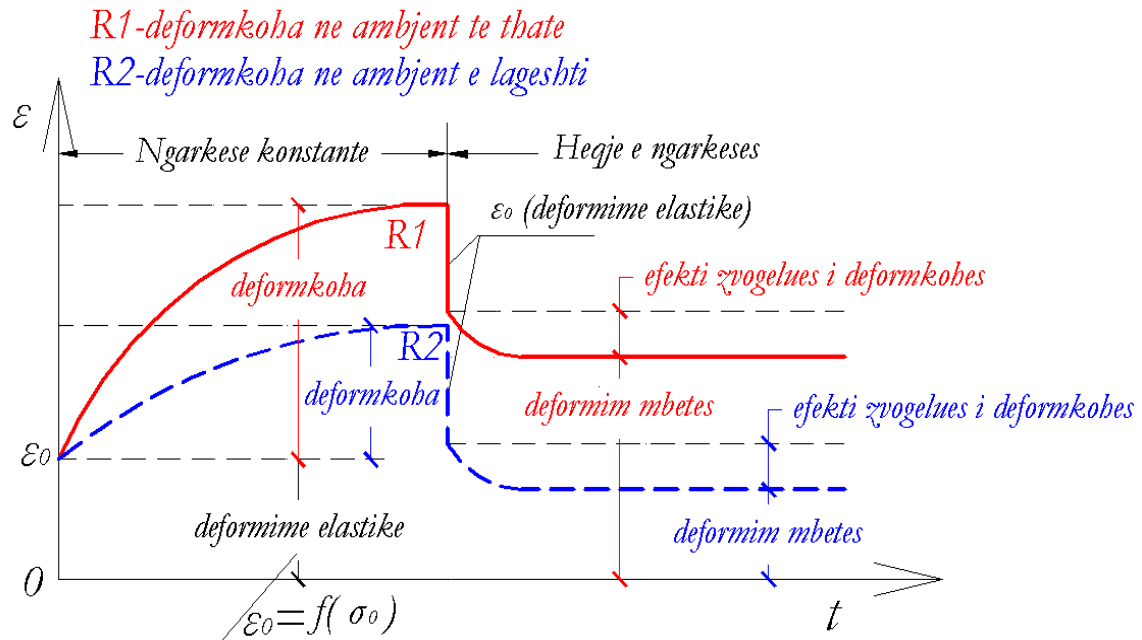


Fig.2.1.4. Ndikimi i lagështisë relative ambientale në fenomenin e deformkohës në beton.

Duke komentuar grafikët e Fig. 2.1.4. vërehet se:

- Në konditat e ngarkimit të menjehershëm të mostrave të betonit deformimet fillestare ndikohen nga shpejtësia e aplikimit të ngarkesës dhe nuk përfshijnë vetëm deformimet elastike por dhe një pjesë të deformkohës.
- Është e vështirë të ketë një ndarje me saktësi midis deformimeve elastike dhe deformkohës së hershme.
- Nëse ngarkesa hiqet pas një intervali kohe, ka një zvogelim të çastit të defomimeve që quhen deforime elastike të kthyeshme. Ne Fig. 2.1.4. betoni është ngarkuar në moshën 28 ditore. Në momentin e ngarkimit zhvillohen deformimet elastike të cilat rriten më pas në vazhdim megjithëse nuk rritet ngarkesa. Ngarkesa hiqet më pas dhe si tregohet në grafik, deformimet relative pak përpara momentit të shkarkimit janë shumë më të mëdha se në momentin fillestar të ngarkimit megjithëse ngarkesa nuk ka ndryshuar në intervalin e kohës së marrë në shqyrtim. Nëse ngarkesa do të mbahej më gjatë deformimet do të vazhdonin të rriteshin më tej. Kur ngarkesa hiqet deformimet elastike rikthehen së bashku me një pjese të deformkohës.

- Deformkoha e betonit është një fenomen post-elastik i gjendjes së materialit. Në praktikë tkurrja e thatë dhe deformkoha zakonisht ndikojnë njëherësh.

2.2. Mekanizmi dhe natyra fizike e deformkohës.

Deformkoha e betonit është fenomen i lidhur me deformimet e pastës së çimentos në një gjendje të sforcuar dhe ndikohet nga përmbajtja dhe absorbimi i ujit të poreve dhe kapilariteti në betonin e ngurtësuar. Deformkoha zhvillohet në ambjente me lagështi dhe shkak i zhvillimit të saj është lëvizja e brendshme e ujit të poreve. Betoni pas avullimit të ujit zhvillon pak deformkohë. Nëse betoni është plotësisht i ngopur me ujë (i saturuar) e nuk ka lëvizje të ujit të poreve, nuk zhvillon deformkohë.

Deformkoha e betonit ndodh në të gjitha gjendjet e sforcuara të materialit dhe ka varësi lineare me sforcimet kur përmbajtja e ujit të poreve nuk ndryshon.

Deformkoha e betonit ka si burrim pastën e çimentos në përbërje të betonit dhe gjendjen e sforcuar të elementit që mund të shkaktojë edhe thyerje ose fraktura të skeletit të ngurtësuar. Pasta e çimentos konsiston në xhel solid dhe përmban pore kapilare. Pasta e çimentos përmban afërsisht 40-55% të poreve të vëllimit dhe ka sipërfaqe sipërfaqësore të poreve $\approx 500\text{m}^2/\text{cm}^3$ në formë të shtresëzuar. Hidarti i silikatit të kalciumit C-H-S i pastës së çimentos Portland është shumë hidrofilik. Poret e pastës së çimentos janë mikropore të dimensioneve nënkapilare dhe mund të përmbajnë edhe ujë që nuk është i lidhur kimikisht në hidrate që ndodhen brenda sipërfaqes solide e mund ta konsiderojmë si ujë të absorbuar ose ujë brenda shtresave. Uji ushtron presion në muret e poreve vlere e të cilit varet nga temperatura dhe shkalla e saturimit të poreve kapilare.

Skeleti i pastës së çimentos është i çrregullt dhe jo i qendrueshëm. Kështu deformkoha mund të shkaktojë ndryshime në strukturën solide. Deformkoha është mekanizëm akoma i debatueshëm. Për shkak të presionit (sforcimeve) skeleti i pastës së çimentos mund të dobësohet nga prezenca e ujit dhe kjo gjë shpjegon pse pas tharrjes deformkoha është më e vogël.

Betoni është një material poroz. Natyra fizike e bashkëveprimit midis ujit të poreve dhe skeletit në nivelin mikro-struktural është komplekse. Ky bashkëveprim varet nga dimensionet e poreve dhe përmbajtja e lagështise dhe ka si shkak tensionin kapilar, presionin dhe tensionin sipërfaqësor të betonit. Rezultat i kesaj gjendjeje të materialit janë deformimet makroskopike të strukturave të betonit. Në nivele të ulta të saturimit, uji është prezent në poret primare si një film i hollë në sipërfaqe të skeletit.

Gjatë procesit të tharrjes nga ana tjetër deformkoha është më e madhe në mostrat hapura se ato të mbyllura për shkak se:

1. Uji i shpërndarë në mikroporet e pastës së çimentos krijon çrregullime gjatë lëvizjes midis poreve të skeletit të ngurtësuar.

2. Sforcimet mund të shkaktojnë mikrothyerje në skelet ose në lidhjet kristalore gjatë procesit të tharrjes. Mikrothyerje mund të shkaktojë edhe lëvizja e ujit brenda poreve të elementit.

3. Lëvizja e ujit të poreve varet nga poroziteti.

4. Gjatë procesit të hidratimit rritet vëllimi i pastës së çimentos me pasojë uljen e deformkohës.

Ngurtësimi i pastës së çimentos nuk është proces i menjëhershëm. Betoni i nënshtrohet ndryshimeve graduale që sjellin ndryshime në marrëdhënien σ - ϵ . Ndryshimet termomekanike ndikojnë në madhësinë e deformkohës. Ndikim të ndjeshëm ka lagështia dhe temperatura e ambjentit ku ndodhet elementi.

Deformkoha zhvillohet në të gjitha nivelet e gjendjes së sforcuar brenda fazës së shfrytëzimit të elementit. Eksperimentet tregojnë se për vlera të sforcimeve që nuk kalojnë $0.5f_{ck}$ deformkoha është në varësi lineare me sforcimet në marrëdhënien σ - ϵ kur përmbajtja e ujit të poreve është konstante

Duke vlerësuar ndikimin e ngarkimit, kushtet e mbërthimit të mostrës dhe konditat e lagështisë së ambjentit deformkoha shpjegohet nëpërmjet dy fenomeneve:

1. **Deformkoha bazë ose thjesht deformkoha**, përcaktohet si rritje e deformieve të elementit që ndodh kur betoni ngarkohet në kondita të mbyllura hermetikisht, kur lagështia ose uji i poreve nuk mund të dalë jashtë elementit në ambjentin e jashtëm.

2. **Deformkoha e materialit ose deformkoha e thatë** ndodh kur ka shkëmbim të lagështisë me ambjentin e jashtëm, kur uji i poreve del jashtë elementit të betonit. Ky fenomen është i vështirë të ndahet nga tkurrja sepse të dy fenomenet kushtëzohen nga lëvizja dhe dalja jashtë e ujit të poreve.

Deformkoha bazë ndikohet vetëm nga vetitë fiziko-mekonike të materialit të betonit ndërsa deformkoha e thatë dhe tkurrja ndikohen nga lagështia ambjentale dhe madhësia e mostres që vlerësohet. Kushtet reale në të cilat ndodhet elementi janë kombinim i dy fenomeneve ku sipas rastit njëri mund të bëhet më dominues se tjetri.

Deformimet nga deformkoha iu përkasin tre zonave:

1. **Deformkoha primare** që i përgjigjet rritjes fillestare të deformimeve që ndikohet nga lëvizja e ujit të poreve të pastës së çimentos.

2. **Deformkoha sekondare** që ka të bëjë me një zonë ku deformimet qendrojnë pothuajse konstante.

3. **Deformkoha terciare** përfaqëson deformimin e shkaktuar nga thyerjet e skeletit ose frakturat e materialit. Thyerja e lidhjeve kristalore në zonat ku porët janë bosh, ose lëvizja e ujit të poreve brenda materialit mundet gjithashtu të shkaktojë fraktura të skeletit të pastës së çimentos.

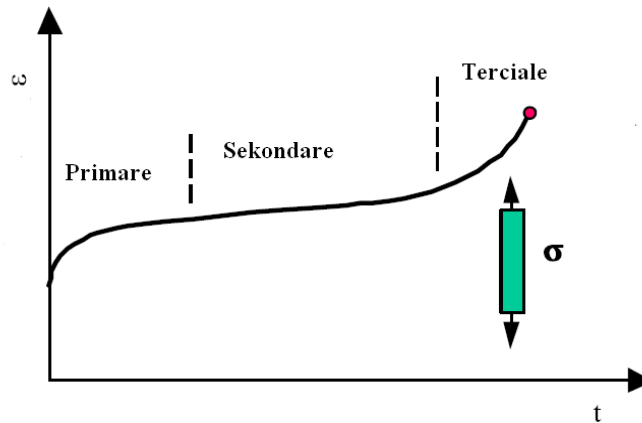


Fig.2.2.1. Zonat e zhvillimit të deformkohës në funksion të deformimeve relative ε dhe kohës t në varësi të moshës së betonit.

Deformkoha specifike përcaktohet si deformim nga deformkoha për njësi të sforcimit të aplikuar.

$$\varepsilon_{sp} = \varepsilon_c / \sigma \text{ ku } \sigma < 0.5 f_{ck} \quad 2.2.1.$$

$\varepsilon_c \rightarrow$ janë deformimet në beton si funksion i kohës.

Sforcimet në masën $\sigma > 0.8 f_{ck}$ sjellin shkatërrim ose thërmim të betonit.

Koeficienti i deformkohës është raporti midis deformimeve nga deformkoha me deformimet elastike $\varepsilon_{cr} / \varepsilon_e$. [Kamran]

2.3. Modeli matematikor i deformkohës.

Modeli fizik që përdoret më shpesh për të studiuar efektin e fenomenit të defomkohës është modeli i Kelvin i cili konsiston në sustat e Hookerit të kombinuara me efektin e pistonit Njutonian si tregohet në Fig.2.3.1. Sustat modelojnë vetitë elastike të materialit ndërsa pistonin vetitë viskoze.

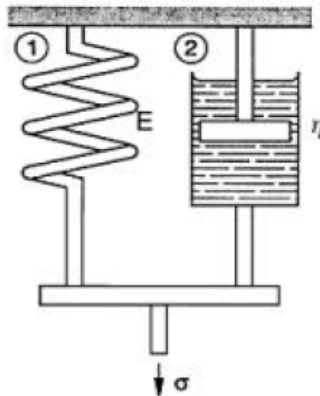


Fig.2.3.1. Modeli Kelvin për deformkohën.

Deformimet totale të shkaktuara nga deformkoha shprehen :

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{sh} + (\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{dc}) \quad 2.3.1.$$

$\varepsilon_c(t) \rightarrow$ deformimet totale të elementit në momentin t.

$\varepsilon_{el} \rightarrow$ deformimet relative elastike

$\varepsilon_{sh} \rightarrow$ deformimet nga tkurrja (pa gjendje të sforcuar)

$\varepsilon_{bc} \rightarrow$ deformkoha bazë

$\varepsilon_{dc} \rightarrow$ deformkoha e thatë

$\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{dc} = \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) \rightarrow$ deformkoha totale

Formula baze që jep relacionin sforcim-deformim:

$$\{d\sigma\} = [D] \{\varepsilon\}$$

Ku $\{d\sigma\} \rightarrow$ vektori i ndryshimit të sforcimeve

$[D] \rightarrow$ matrica e ngurtësisë

$\{\varepsilon\} \rightarrow$ vektori i ndryshimit të deformimeve relative.

Në materialet homogjene matrica e ngurtësisë elastike ndryshon dhe është proporcionale me modulën e elasticitetit. Në materialet johomogjene matrica e ngurtësisë elastike ndryshon dhe nuk është e proporcionalë me modulën e elasticitetit.

Ndryshimi i ligjit sforcim-deformim relativ jepet me shprehjen: $\Delta\varepsilon = J \cdot \Delta\sigma + \Delta\varepsilon^0$

$\Delta\varepsilon \rightarrow$ vektori i ndryshimit të deformimeve ,

$\Delta\sigma \rightarrow$ vektori i ndryshimit të sforcimeve,

$J \rightarrow$ matrica katrore e inversit të ngurtësisë,

$\Delta\varepsilon^0 \rightarrow$ vektori i deformimet inelastike.

Metodat për llogaritjen e deformkohës.

Metoda e modulit efektiv.

Sipas kësaj metode relacioni midis sforcimeve dhe deformimeve jepet me shprehjen:

$$\varepsilon(t) = D \frac{1}{E_{eff}(t, t')} \sigma(t) + \varepsilon^0(t) \quad 2.3.2.$$

Ku t $\rightarrow$ momenti kohor kur bëhet vlerësimi i deformkohës.

t' $\rightarrow$ koha e përcaktimit të vlerës së modulit të elasticitetit.

D $\rightarrow$ matrica e ngurtësisë

$$E_{eff}(t, t') = \frac{1}{J(t, t')} = \frac{E(t')}{1 + \varphi(t, t')} \quad 2.3.3.$$

$E_{eff}(t, t') \rightarrow$ moduli efektiv i elasticitetit

$\varepsilon^0(t) \rightarrow$ deformimet inelastike

$J(t, t') \rightarrow$ funksioni që përfaqëson deformimet në momentin e kohës t (deformime elastike+deformkohën)

$$J(t, t') = \frac{1}{E(t')} + C(t, t') = \frac{1 + \varphi(t, t')}{E(t')} \quad 2.3.4.$$

$E(t') \rightarrow$ moduli i elasticitetit në momentin e kohës t' .

$\varphi(t, t') \rightarrow$ koeficienti i deformkohës që përfaqëson raportin e deformimit nga deformkoha me deformacionin elastik.

$$\varphi(t, t') = E(t')J(t, t') - 1 \quad 2.3.5.$$

$$C(t, t') = \frac{\varphi(t, t')}{E(t')} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{inst}} \frac{1}{E(t')} = \frac{\varepsilon_c}{\sigma} \quad 2.3.6.$$

Ku $C(t, t')$ quhet funksioni specifik i deformkohës.

Kjo metodë përcakton rritjen e deformimeve relative në një sistem struktural në intervalin kohor midis t_0 dhe t kur ngarkimi i strukturës është bërë në momentin e kohës t_0 .

$$\Delta\varepsilon(t) = D \left[\frac{1}{E_{eff}} \Delta\sigma(t) + \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} \varphi(t, t_0) \right] + \Delta\varepsilon^0(t) \quad 2.3.7.$$

Ku $\Delta\sigma(t) \rightarrow$ zmadhimi i sforcimeve në momentin t .

$\Delta\varepsilon^0(t) \rightarrow$ zmadhimi i deformimeve relative inelastike në momentin t .

$t_0 \rightarrow$ momenti i ngarkimit të parë.

Metoda e modulit efektiv jep rezultate të sakta kur sforcimet janë konstante (të pandryshuara) në intervalin e kohës t_0 deri në momentin kohor t' .

• Metoda e variacionit linear

Supozojmë se deri në momentin e kohës t_0 diferenca midis deformimeve $\varepsilon - \varepsilon^0$ është zero dhe në momentin kohor t_0 kjo diferencë ndryshon menjëherë me vlerën a . Duke aplikuar ligjin linear të ndryshimit të deformimeve relative në

intervalin e kohës nga t_0 në një moment t deformimet relative përcaktohen me shprehjen e mëposhtme:

$$\varepsilon(t) - \varepsilon_0(t) = a + c\varphi(t - t_0) \quad 2.3.8.$$

Sforcimet për $t_0 > t$ janë:

$$\sigma(t) = (a - c)R(t, t_0) + cE(t_0) \quad 2.3.9.$$

Ku a, c janë konstante.

Nga llogaritjet algjebrike duke iu referuar marëdhënies sforcim-deformim mund të përcaktohet moduli i elasticitetit efektiv në momentin e kohës t duke ju referuar metodës së modulit efektiv të korrigjuar me koeficientin e deformkohës.

$$E''(t, t_0) = \frac{E(t_0)}{1 + \chi\varphi(t, t_0)} \quad 2.3.10.$$

Ku $\chi \rightarrow$ koeficienti i relaksimit (koeficient që varet nga mosha e betonit) ku $\chi = (0.5 \div 1.0)$

Dhe ndryshimi i deformimeve relative është:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon_0(t) \quad 2.3.11.$$

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E''(t, t_0)} D\Delta\sigma(t) + \Delta\varepsilon''(t) \quad 2.3.12.$$

$$\varepsilon''(t) = \frac{\varphi(t, t_0)}{E''(t, t_0)} D\Delta\sigma(t_0) + \Delta\varepsilon^0(t) \quad 2.3.13.$$

• **Hipotezat bazë për llogaritjen e deformimeve nga deformkoha**

a) Kurba e deformimeve që zhvillohet për një kohë të shkurort mund të përdoret edhe për parashikimet e zhvillimit të deformimeve afatgjatë, referuar rezultateve eksperimentale sipas Prof. Oral Buyukozturk.

b) Kur të dhënat eksperimentale mungojnë llogaritja e deformkohës bëhet bazuar në kushtet e projektimit.

c) Koeficienti i deformkohës $\varphi(t - t_0)$ në momentin t të moshës së betonit ndikohet nga konditat e ngurtësimit të betonit, përmasat gjeometrike të elementit, përberja e betonit dhe është në varësi të diferencës së kohës së

marrë në konsideratë ($t-t_0$) ku t është mosha aktuale e betonit në momentin e llogaritjes dhe t_0 është mosha e betonit kur elementi ngarkohet për herë të parë.

d) Principi i superpozimit bazohet në faktin se për qellime projektimi varësia sforcim-deformkohë mund të shkruhet sipas formulës 2.3.14.

$$\varepsilon_{cr} = f_0 \varepsilon_{sp}(t, \tau) + \sum_{i=\tau}^t [\Delta F(\tau_i) \varepsilon_{sp}(t, \tau_i)] \quad 2.3.14.$$

Ku $f_0 \rightarrow$ janë sforcimet në beton në momentin e ngarkimit të parë në kohën t_0 .

$\varepsilon_{sp}(t, \tau) \rightarrow$ deformimet specifike të deformkohës për betonet e ngarkuara në momentin e kohës τ_i .

$\Delta F(\tau_i) \rightarrow$ shtesa e sforcimeve të aplikuara në momentin e kohës τ_i , ku $\tau < \tau_i < t$.

$\varepsilon_{sp}(t, \tau_i) \rightarrow$ deformimet specifike të deformkohës në momentin e kohës t për betonin e moshës $\tau_i > t$.

e) Efekti i sforcimeve në vlerën e deformkohës llogaritet me metodën e superpozimit.

f) Deformimet e deformkohës në beton në momentin kohor t të shkaktuara nga veprimi i një force të aplikuar në momentin e kohës τ janë të pavarura nga ndikimi i ndonjë gjendjeje tjetër të sforcuar më herët ose më vonë se momenti i kohës τ .

g) Deformkoha është një fenomen edhe në rastin e një elementi që punon në tërheqje.

i) Deformkoha nën ndikimin e një gjendjeje të sforcuar të ndryshueshme varet nga kurba e ndryshimit të sforcimeve dhe ndryshon në intervale të ndryshme kohore të marra në konsideratë.

Deformkoha e betonit në elementë me gjendje të sforcuar të ndryshueshme.

- Deformkoha ndikon në elementët që punojnë në tërheqje si edhe në shtypje. Madhësia e deformkohës në tërheqje është shumë më e madhe se në shtypje.
- Deformkoha e betonit ndodh edhe nën veprimin e ngarkesave që shkaktojnë përdredhje.
- Në shtypjen një aksiale deformkoha ndodh jo vetëm në drejtimin aksial të veprimit të ngarkesës por edhe në drejtimet normale me aksin.
- Në elementët që ndodhen nën veprimin e ngarkesave multiaksiale deformkoha ndodh në të gjitha drejtimet dhe ndikohet nga sforcimet normale të drejtimeve të tjera.

2.4. Faktorët që influencojnë në deformkohën e betonit.

Faktorët që influencojnë në fenomenin e deformkohës ndahen në faktorë të brendshëm dhe të jashtëm.

a) Faktorët e brendshëm kanë të bëjnë me përbërjen e betonit. Këtu hyjnë:

- Lloji i agregateve dhe përmbajtja në përbërjen e betonit. Rritja në përmbajtje e tyre sjell zvogëlim të deformkohës.
- Raporti uje/çimento. Rritja e raportit uje/çimento ndikon në rritjen e deformkohës.
- Ngurtësia e agregateve në përbërje të betonit. Sa më e madhe të jetë ngurtësia e agregateve aq më e vogël do të jetë deformkoha.
- Klasa dhe vetitë e çimentos ndikojnë në madhësinë e deformkohës.
- Moduli i elasticitetit të betonit.
- Poroziteti.

b) Faktorët e jashtëm dhe konditat ambientale:

- Madhësia e elementit.
- Forma e elementit.
- Sipërfaqja e prerjes tërthore.
- Raporti i sipërfaqes anësore të ekspozuar të elementit me vëllimin.
- Faktorët ambientale. (Temperatura dhe lagështia relative e ambientit).
- Madhësia e sforcimeve në element nga forcat e jashtme.
- Mënyra e trajtimit të betonit gjatë procesit të hedhjes në vepër dhe procesit të ngurtësimit të betonit.
- Momenti i ngarkimit të elementit.
- Kohëzgjatja e ngarkesës.

Shkak i deformkohës mund të jenë një ose disa kombinime të faktorëve të mëposhtëm:

- Përmbajtja e ujit të absorbuar në beton.
- Dalja jashtë e ujit gjatë procesit të ngurtësimit.
- Deformimet elastike të betonit.
- Frakturat ose thyerjet lokale të skeletit dhe mikro plasaritjet.

Moduli i elasticitetit të betonit ndryshon në funksion të gjendjes së sforcuar. Ka disa faktorë që ndikojnë ku një nga më të rëndësishmit është raporti uje/çimento. Rritja e raportit uje/çimento zvogëlon modulin e elasticitetit.

Refruar (Fintal, Ghosh, Iyengar, 1987) Fig. 2.4.1.paraqet ndikimin e agregateve, dhe pastës së çimentos në variacionin e sforcimeve nga deformimeve relative të betonit.

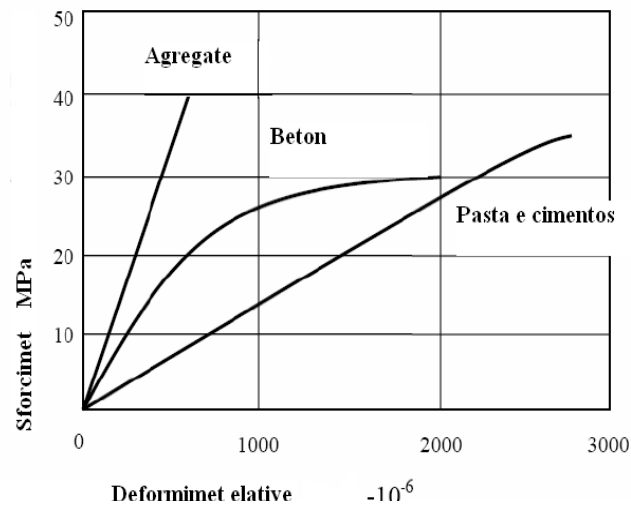


Fig.2.4.1. Ndikimi i përmbajtjes së agregateve dhe pastës së çimentos në sjelljen e betonit. Fintal, Ghosh, Iyengar, (1987)

Në varësi të llojit të agregateve të përdorur në përbërjen e betonit vërehet që ndikimi i tyre në madhësinë e deformkohës mund të shprehet nëpërmjet grafikut në Fig. 2.4.2. ku jepet varësia e deformkohës nga moduli i elasticitetit të betonit që ka në përbërje agregate sipas klasifikimit. Moduli i elasticitetit të betonit shërben si mbërthim në deformimet e materialit. Zmadhimi i modulit të elasticitetit redukton deformkohën. Po kështu, përmbajtja e lartë e agregateve në beton redukton deformkohën sepse deformkoha nuk ka shkak agregatet por pastën e çimentos.

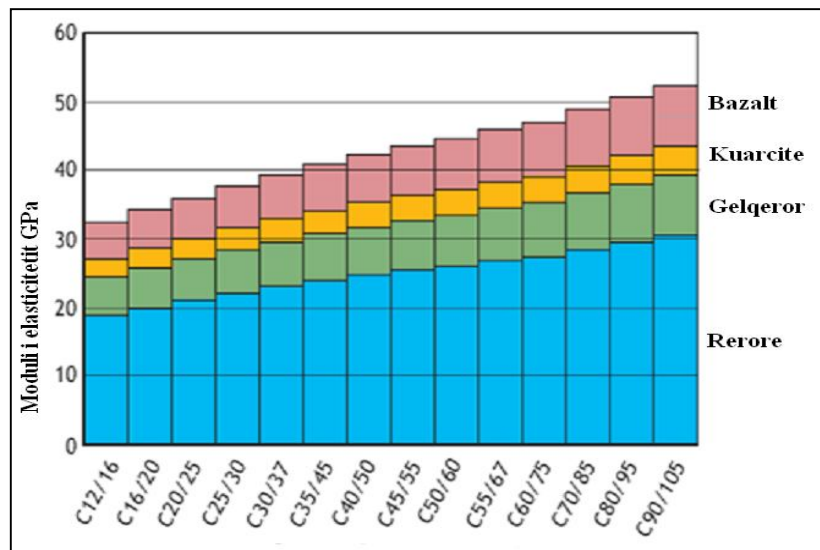


Fig.2.4.2. Ndikimi i tipit të agregateve në vlerën e modulit të elasticitetit

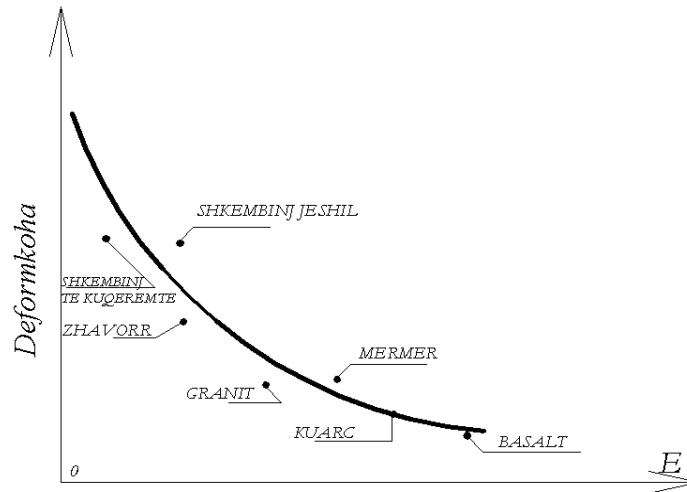


Fig.2.4.3. Ndikimi i agregateve në deformkohën e betonit në funksion të modilit të elasticitetit të betonit.

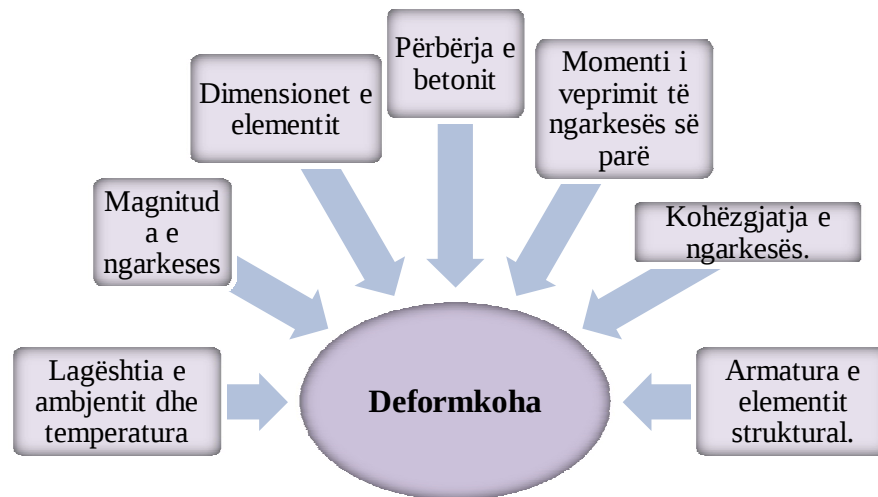


Fig.2.4.4. Skematikisht faktorët që ndikojnë në deformkohën e betonit .

2.5. Llogaritja e deformkohës sipas EC 2.

Burrimi i deformkohës dhe tkurrjes së betonit është pasta e çimentos e hidratuar. Faktorët që influencojnë në tkurrjen e betonit janë gjithashtu influencuar edhe në deformkohën e betonit. Madhësia e deformimeve nga deformkoha dhe tkurrja nuk mund të neglizhohen në llogaritjet e strukturave prej betoni të armuar. Ndikimi i tyre duhet të merret në llogaritje për verifikimin e gjendjes së shërbimit ose shfrytëzimit.

Ndikimi i tkurrjes dhe deformkohës duhet të konsiderohet në llogaritje në aftësi mbajtëse vetëm kur efektet e tyre janë përcaktuese në qendrueshmërinë e strukturës. Për shembull duhet të verifikohet gjendja kufitare limite e stabilitetit në ato elementë ku efektet e rendit të dytë ose sekondare përcaktojnë qendrueshmërinë e strukturës.

Në rastet kur deformkoha merret në llogaritje kombinimi i ngarkesave do të bëhet referuar situatës afatgjatë të veprimit të tyre.

Në rastet kur tkurrja merret në konsideratë në llogaritjen e elementit kombinimi i ngarkesave në gjendjen kufitare të fundme shumëzohet me një koeficient γ_{SH} . Ky koeficient përcaktohet në anekset kombëtare e nëse vlera e tij nuk gjendet në anekset kombëtare $\gamma_{SH} = 1.0$. (EC2_dec.04, 2.4.2.2)

Deformkoha dhe tkurrja e betonit varen nga lagështia ambjentale, dimensionet e elementit dhe përbërja e betonit. Deformkoha gjithashtu influencohet edhe nga momenti i parë kur aplikohet ngarkesa, zgjatja dhe magnituta e ngarkimit.

Deformimet totale të elementit mund të shprehen si shumë:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{sh} + (\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{dc}) \quad 2.5.1.$$

$\varepsilon_c(t) \rightarrow$ deformimet totale të betonit në momentin e kohës t .

$\varepsilon_{el} \rightarrow$ deformimet elastike.

$\varepsilon_{sh} \rightarrow$ deformimet nga tkurrja (pa gjendje të sforcuar).

$\varepsilon_{bc} \rightarrow$ deformimet nga deformkoha bazë.

$\varepsilon_{dc} \rightarrow$ deformimet nga deformkoha e thatë.

$\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{dc} = \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) \rightarrow$ deformimet totale të deformkohës.

Koeficienti i deformkohës së betonit në momentin e kohës t referuar deformacionit elastik në moshën t_0 sipas EC2_dec_2004 është $\varphi(t, t_0)$ dhe përcaktohet në varësi të modulit të elasticitetit E_c , ku:

$$E_c = 1.05 E_{cm}. \quad 2.5.2.$$

Ku $E_{cm} \rightarrow$ Moduli i elasticitetit përcaktuar nga sekantja që ndryshe mund të quhet moduli i mesatarizuar i elasticitetit.

Me saktësi të mjaftueshme, në moshën t_0 të betonit, sforcimet janë $\sigma_c < 0.45 f_{ck}(t_0)$.

Deformimet nga deformkoha në beton $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ në momentin $t = \infty$ për sforcime konstante shtypëse në moshën e betonit t_0 janë:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad 2.5.3.$$

Kur sforcimet janë $\sigma_c > 0.45 f_{ck}(t_0)$ atëhere duhet të konsiderohet në llogaritje deformkoha jo lineare e betonit.

Në Eurocode 2 janë dhënë disa grafikë për llogaritjen e koeficientit të deformkohës për elementë në kondita ambientale të brendshme kur lagështia relative $RH=50\%$ dhe të jashtme kur $RH=80\%$ për seksione me lartësi h_0 .

Për llogaritjen e koeficientit të deformkohës sipas EC vlerat e temperaturës ambientale janë konsideruar brenda kufijve -40°C dhe $+40^{\circ}\text{C}$ and lagështia relative ambientale është brenda kufijve $RH=40\%$ dhe $RH=100\%$.

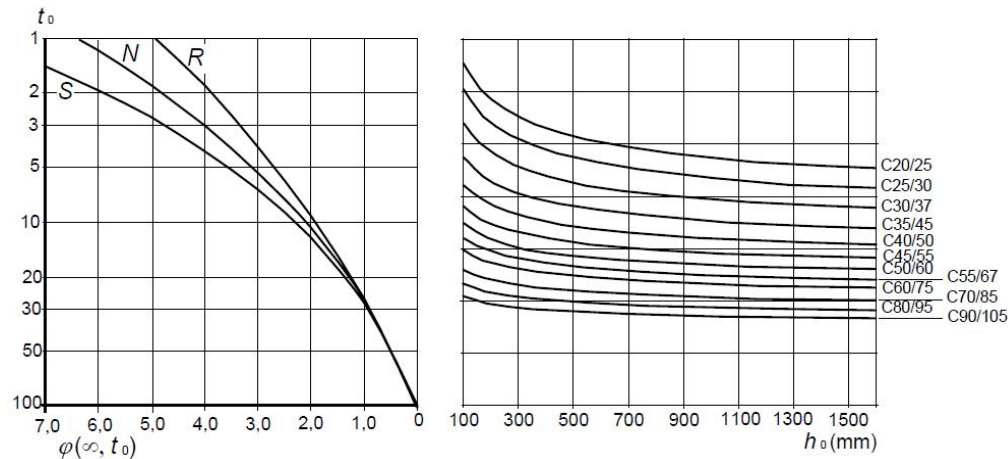


Fig.2.5.1. Përcaktimi i i koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$, $RH=50\%$ [Ambjenti i brendshëm]

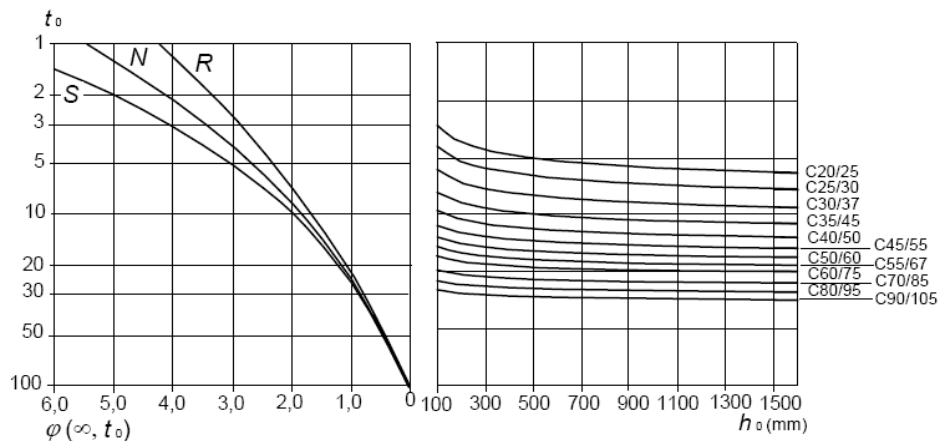


Fig.2.5.2. Përcaktimi i i koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$, $RH=80\%$ [Ambjenti i jashtëm]

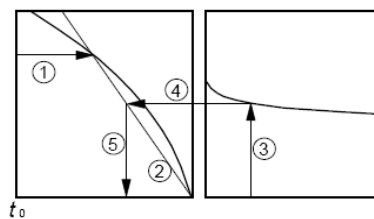


Fig.2.5.3. Përcaktimi i koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ sipas grafikëve të Fig.2.5.1., Fig.2.5.2.

$\varphi(\infty, t_0) \rightarrow$ është koeficienti final i deformkohës

$t_0 \rightarrow$ është mosha në ditë e betonit në momentin e ngarkimit.

$h_0 = 2A_c/u$, ku A_c është sipërfaqja e prerjes tërthore të betonit dhe u është perimetri i ekspozuar në ambjentin e jashtëm.

$S \rightarrow$ është klasa S e çimentos sipas EC2_dec_2004, për çimento tipi CEM 32.5N.

$N \rightarrow$ është klasa N e çimentos për çimento tipi CEM 32.5 R, CEM 42.5 N.

$R \rightarrow$ është klasa R e çimentos për çimento tipi CEM 42.5 R, CEM 52.5 N dhe CEM 52.5R.

Koeficienti i deformkohës $\varphi(t, t_0)$ paraqet koeficientin e deformkohës në intervalin kohor t dhe t_0 , referuar deformimeve elastike në moshën 28 ditore e llogaritet:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad 2.5.4.$$

ku:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad 2.5.5.$$

$t_0 \rightarrow$ mosha e betonit në momentin e ngarkimit.

$\varphi_{RH} = f(RH) \rightarrow$ funksion që varet nga lagështia relative ambjentale.

$RH \rightarrow$ lagështia relative ambjentale në %.

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \left[\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h}} \right] & \text{for } f_{cm} < 35 \text{ MPa} \\ 1 + \left[\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{for } f_{cm} < 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad 2.5.6.$$

$$\beta(f_{cm}) = 16.8 / \sqrt[3]{f_{cm}} \quad 2.5.7.$$

$f_{cm} \rightarrow$ është rezistenca në shtypje e betonit në moshën 28 ditore.

$\beta(t_0)$ është një koeficient që merr në llogaritje ndikimin e moshës së betonit në momentin e ngarkimit dhe llogaritet:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} \quad 2.5.8.$$

h varet nga përmasat gjeometrike të sëksionit dhe përcaktohet në mm:

$$h = \frac{2A_c}{u} \quad 2.5.9.$$

A_c → është sipërfaqja e prerjes tërthore të elementit.

u → është perimetri i elementit të ekspozuar në atmosferë.

$\beta_c(t, t_0)$ → është një koeficient që paraqit zhvillimin e deformkohës për periudhën pas ngarkimit të elementit dhe mund të jepet me shprehjen:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{-0.3} \quad 2.5.10$$

t → është mosha e betonit në ditë në momentin e marrë në konsideratë.

t_0 → është mosha e betonit në momentin e ngarkimit.

$t-t_0$ → është kohëzgjatja në ditë e periudhës së marrë në shqyrtim.

β_H → është koeficient që varet nga lagështia relative RH në % .

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{për} \quad f_{cm} \leq 35 \quad 2.5.11.$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{për} \quad f_{cm} > 35 \quad 2.5.12.$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ janë koeficientë që marrin në konsideratë influencën e rezistencës së betonit dhe llogariten:

$$\alpha_1 = [35/f_{cm}]^{0.7}; \quad \alpha_2 = [35/f_{cm}]^{0.2}; \quad \alpha_3 = [35/f_{cm}]^{0.5}$$

Ndikimi i klasës së çimentos në deformkohën e betonit mund të konsiderohet në llogaritje nëpërmjet modifikimit të moshës së ngarkimit t_0 në shprehjen:

$$\beta(t_0) = 1/(0.1 + t_0^{0.20}) \quad 2.5.13.$$

Ku momenti i ngarkimit jepet nëpërmjet shprehjes:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha > 0.5 \quad 2.5.14.$$

Ku $t_{0,T}$ është temperatura e betonit në momentin e ngarkimit

α është fuqia që varet nga tipi i çimentos së përdorur në beton dhe merr vlerat:

$\alpha = -1$ për klasën S të çimentos.

$\alpha = 0$ për klasën N të çimentos.

$\alpha = 1$ për klasën R të çimentos.

Efekti i reduktimit të temperaturës në diapazonin 0-80°C merret në llogaritje sipas shprehjes:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(-4000/[(273+T(\Delta t_i)]-13.65)} \cdot \Delta t_i \quad 2.5.15.$$

t_T është temperature e betonit në momentin T .

$T(\Delta t_i)$ është temperatura në $^{\circ}\text{C}$ gjatë periudhës Δt_i

Δt_i është numuri i ditëve me temperaturë T .

Vlera e koeficientit të deformkohës $\varphi(t, t_0)$ jepet referuar modulit tangent të elasticitetit E_c .

3. Tkurrja dhe bymimi i betonit.

3.1. Tkurrja dhe klasifikimi i tkurrjes së betonit.

Tkurrja dhe bymimi i betonit i referohet ndryshimit gradual të vëllimit të betonit që nuk ka si shkak gjendjen e brendshme të sforcuar. Shkaqet e tkurrjes janë:

- a) Humbja e ujit nga procesi i tharjes.
- b) Ndryshimim i volumit nga karbonatizimi i betonit.

Në fazën e hershme të betonit ndryshimet në vëllim nuk merren parasysh në llogaritjen konstruktive të elementëve. Tkurrja mund të klasifikohet sipas moshës së betonit në tkurrjen e hershme që ndodh brenda 24 orëve të para të hedhjes në vepër të betonit dhe tkurrje e vonshme pas 24 orëve të para.

Tkurrja e betonit është procesi i zvogëlimit të vëllimit të betonit që ndodh për shkak të procesit të hidratimit me humbje të ujit nga avullimi. Avullimi ndodh që në fazën plastike të betonit e më pas në fazën e ngurtësuar.

Tkurrja ndodh për shkak të rritjes së presionit sipërfaqesor dhe tensionit kapilar gjatë procesit të tharjes si edhe nga rënia e presionit të lidhjeve kristalore në pastën e çimentos.

Tkurrja e betonit matet nëpërmjet monitorimit të deformimeve të betonit në mostra standarte. Tkurrja e betonit mund të klasifikohet në bazë të shkaqeve që ndikojnë në ndryshimin e vëllimit të betonit në:

- a) Tkurrja plastike është fenomen me origjinë fizike në fazën plastike të betonit.
- b) Tkurrja autogenoze është fenomen me origjinë fizike e shkaktuar nga reaksionet kimike.
- c) Tkurrja e thatë dhe bymimi është fenomen me origjinë fizike.

d) Tkurrja karbonatike është fenomen që ka origjinë reaksionet kimike.

Tkurrja e hershme klasifikohet si autogenoze, e thatë dhe termale. Tkurrja e vonshme është rezultat i karbonatizimit, veprimeve termale, kimike ose autogenoze. Këto fenomene kanë magnituta (madhësi) të ndryshme dhe zhvillohen në kohë të ndryshme. Në mostrat e pambërthyerat tkurrja është një fenomen që zhvillohet plotësisht ku elementi i betonit është i pangarkuar, me sforcime zero. Në mostrat e mbërthyerat tkurrja shkakton sforcime makroskopike në elemente si p.sh. trarët me mbështetje të fiksuara.

Tkurrja plastike është ndryshimi i vëllimit të betonit për shkak të humbjes së ujit nga avullimi që ndodh në betonin e freskët në gjendje plastike. Ka si origjinë daljen e ujit në sipërfaqe, varet nga konditat ambjentale si lagështia relative ambjentale, shpejtësia e erës dhe temperatura e mjedisit përreth. Ndikim të konsiderueshëm ka përmbajtja e çimentos dhe mbushësit ose agregatit të hollë, raporti ujë/çimento dhe poroziteti. Tkurrja plastike mund të jetë shkak i plasaritjeve të konsiderueshme në sipërfaqe të elementit dhe varet nga sasia e ujit të avulluar që mund të konsiderohet në vlera maksimale edhe deri në 1kg/m^2 sipërfaqe e ekspozuar. Menisket e formuara gjenerojnë presion kapilar negativ që shkakton reduktim të volumit në pastën e çimentos. Tkurrja termale mund të zhvillohet në fazën e hershme të moshës së betonit pasi temperatura ngrihet gjatë procesit të ngurtësimit.

Ndryshimet jo uniforme të vëllimit krijojnë sforcime në beton të cilat mund të shkaktojnë formimin e plasaritjeve në betonin plastik. Këto tipe të plasaritjeve shfaqen gjatë orëve të para pas hedhjes së betonit në vepër, kanë shpërndarje të çrregullt dhe janë të cekta e sipërfaqësore. Uji ndahet nga betoni për shkak të peshës gravitacionale dhe ka tendencë të dalë në sipërfaqe dhe në disa raste duket sikur rrjedh e shoqërohet me plasaritje në elementin konstruktiv.



Fig.3.1.1. Skema e ndarjes së ujit nga betoni në tkurrjen plastike, plasaritjet sipërfaqësore nga ndikimi i tkurrjes plastike.

Tkurrja autogenoze ose tkurrja kimike është reduktim i përmasave të elementit në temperaturë konstante, pa ndryshim të lagështisë në beton ose pa humbje të lagështisë në ambjentin përreth.

Gjatë reaksionit të hidratimit të çimentos së pahidratuar me ujin krijohen hidratat i silikatit të kalciumit C-H-S, hidroksid kalciumi dhe nxehtësi. Produkti i hidratimit ka vëllim më të vogël se shumica e vëllimeve të reaktantëve fillestare dhe ndryshimi i vëllimit ka si shkak tkurrjen kimike.



Materiali plastik ngurtësohet, reaksionet kimike ndryshojnë gjendjen fizike të betonit dhe procesi rezulton në zbrazjen e poreve kapilare dhe rënien e lagështisë relative (ndonjëherë quhet edhe tkurrje e thatë e brendshme) gjë që stimulon rritjen e forcave kapilare. Këto forca shkaktojnë kontraktim të materialit dhe tkurrja autogenoze ndodh vetëm në betonin në gjendje plastike pa transferim të lagështisë. Në strukturat masive tkurrja autogenoze mund të zhvillohet edhe brenda elementit në vijim e shoqëruar me çlirim nxehtësie të brendshme dhe rritje të temperaturës.

Vlerat e tkurrjes autogenoze për raporte ujë/çimento >0.4 mund të neglizhohen krahasuar me tkurrjen e thatë pasi shkojnë në madhësi të përafërt deri në 40×10^{-6} . Rënia e vlerës së lagështisë relative të poreve quhet vetë-dehidratim i betonit. Lagështia relative në betonet e zakonshëm është (92-98)%. Në betonet e klasave të larta me raport ujë/çimento të ulët tkurrja autogenoze nuk mund të neglizhohet. Në këto tipe betonesh lagështia relative e poreve shkon në masën deri 70%.

Në kushtet e projektimit tkurrja autogenoze trajtohet në strukturat masive ku ndikimi i saj është i konsiderueshëm dhe trajtimi shpesh është i domosdoshëm. [Neville 1995].

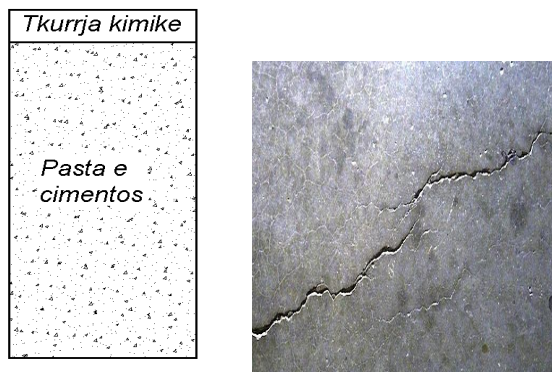
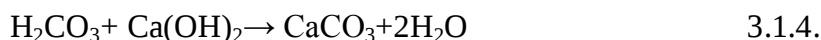


Fig. 3.1.2. Tkurrja autogenoze (kimike) plasaritje me shkak tkurrjen autogenoze në beton.

Tkurrja karbonatike është rezultat i dy reaksioneve kimike të veprimit të CO_2 në ajër me $\text{Ca}(\text{OH})_2$ sipas reaksionit kimit të bashkëveprimit:



Në sipërfaqet e sforcuara acidi karbonatik vepron me hidroksidin e kalciumit që ka si rezultat krijimin e karbonatit të kalciumit i cili depozitohet në hapësirat e pa sforcuara.



CaCO_3 ka vëllim më të vogël se $\text{Ca}(\text{OH})_2$

Ky reaksion varet nga lagështia relative dhe ka shkallën më të lartë për lagështi të rendit 50-55% ndërsa për saturim 0% ose 100% reaksioni nuk ndodh. Nëpërmjet reaksionit të karbonatizimit ka rritje të masës për shkak të dioksidit të karbonit të absorbuar në elementin e betonit ndërsa gjatë tkurrjes së thatë ndodh e kundërta kemi humbje të masës. Kur këto dy fenomene ndodhin njëkohësisht kështu ndryshimi i masës është i vogël. Tkurrja karbonatike nuk trajtohet në kushtet teknike të projektimit.

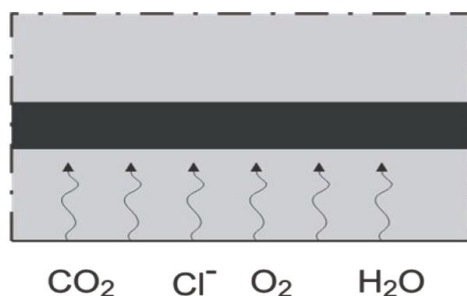


Fig.3.1.3. Karbonatizimi i betonit i kombinuar me veprimin e klorideve

Tkurrja e thatë ndodh në betonin e ngurtësuar dhe përcaktohet si tkurrje nga largimi i ujit kapilar. Kjo tkurrje shkaktohet nën ndikimin e gjendjes së sforcuar e cila mund të shkaktojë plasaritje, dëmtim të brendshëm të skeletit, deformim të elementit përpara se elementi të jetë subjekt i një ngarkimi. Zakonisht fillon pas 6 muajsh të hedhjes së betonit në vepër dhe është një nga arsyet kryesore të plasaritjeve në strukturat e holla. Tkurrja e thatë ndodh në soleta, trarë, kolona, mure mbajtës, elementë të paranderur, rezervuarë, themele etj.

Fenomeni i tkurrjes së thatë është vlerësuar përpara deformkohës. Gjatë procesit të tharjes së betonit së pari uji i lirë nga kavitetet dhe poret e mëdha del jashtë. Ky fenomen çon në humbje të peshës me deformime shumë të vogla, të pandjeshme. Gjatë vazhdimit të procesit të tharjes uji i absorbuar nga poret kapilare lëviz e sjell rritje të tensionit kapilar dhe shakton tkurrje të pastës së hidratuar të çimentos. Tharja fillon në sipërfaqen e ekspozuar të elementit prej betoni. Korja e jashtme e elementit fillon të thahet e shpejtësia e tharjes varet nga madhësia, forma e elementit dhe difuziviteti i betonit. Tharja e diferencuar shkakton tkurrje të diferencuar që shkakton shpërndarje jo uniforme të

sforcimeve dhe plasaritje sipërfaqësore nëse sforcimet janë më të mëdha se rezistenca e betonit në tërheqje. Tkurrja e thatë nuk është plotësisht e kthyeshme pas procesit të rilagies pasi krijohen fraktura në mikrostrukturën e betonit.

Magnituta e tkurrjes së thatë varet nga shumë faktorë si: lagështia relative ambjentale, sasia e ujit, lloji i çimentos së përdorur dhe raporti ujë/çimento, madhësia, përbërja dhe lloji i agregateve, aditivët dhe përmasat e elementit. Magnituta e tkurrjes së thatë ndikohet nga sasia e ujit të humbur gjë që sjell rritjen e saj me uljen e lagështisë relative ambjentale. Në rastet kur raporti ujë/çimento rritet, magnituta e tkurrjes së thatë rritet. Përmbajtja e lartë e agregateve me përmasa të mëdha ndikon në uljen e tkurrjes së thatë pasi agregatet shërbejnë si mbërthyes në procesin e tkurrjes së materialit. Tipi i çimentos së përdorur në prodhimin e betonit ndikon në vlerat e tkurrjes së thatë.

Procesi i tkurrjes së thatë është i ngadalshëm dhe sforcimet vetë-ekuilibruese të cilat shkaktohen nga tkurrja e diferencuar relaksojnë procesin e deformkohës ku magnituta finale e tkurrjes së thatë zvogëlohet.

Tkurrja e elementit të betonit varet nga përmasat dhe forma e elementit konstruktiv dhe mënyra e ngurtësimit të betonit. Nëse një mostër betoni do t'i nenshtrohet procesit të tharrjes në autoklavë (tharje me presion avulli) rezulton me reduktim të tkurrjes në masën deri 1/6-1/3 e tkurrjes me ngurtësim normal të betonit.

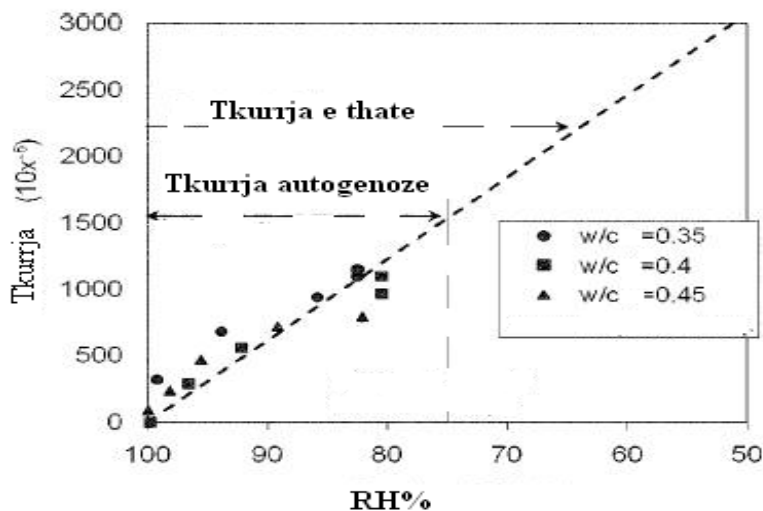


Fig.3.1.4. Tkurrja autogenoze dhe tkurrja e thatë për raporte të ndryshme w/c në funksion të lagështisë ambjentale në %

3.2. Bymimi i betonit.

Bymimi është procesi i zmadhimit të vëllimit të elementit të betonit që vjen si rezultat i shtimit të ujit artificialisht ose në varësi të konditave ambjentale me lagështi relative 100%.

Kur mostra e betonit zhytet në ujë, uji gradualisht fillon dhe mbush poret e hapura, poret kapilare dhe redukton presionin kapilar dhe presionin në skelet dhe mund të shkaktojë edhe reaksione kimike shtesë e shoqerohet me rritje të masës së elementit. Bymimi varet jo vetëm nga lagështia ambjentale por edhe nga temperatura. Ka dy arsye pse bymimin e neglizhojmë në elementët e betonit:

- a) Sforcimet e shkaktuara nga bymimi janë relativisht të vogla.
- b) Sforcimet e shkaktuara nga bymimi janë shtypëse dhe jo tërheqëse si në procesin e tkurrjes.

3.3. Faktorët që influencojnë në tkurrjen e betonit.

Faktorët që influencojnë në tkurrjen e betonit janë:

1. Lloji, përberja mineralogjike dhe madhësia e agregateve.
2. Klasa e çimentos së përdorur.
3. Rraporti ujë/çimento.
4. Dimensionet e elementit dhe raporti vëllim/sipërfaqe e ekspozuar në ambjentin e jashtëm.
5. Poroziteti.
6. Lagështia ambjentale dhe temperatura mesatare ambjentale.

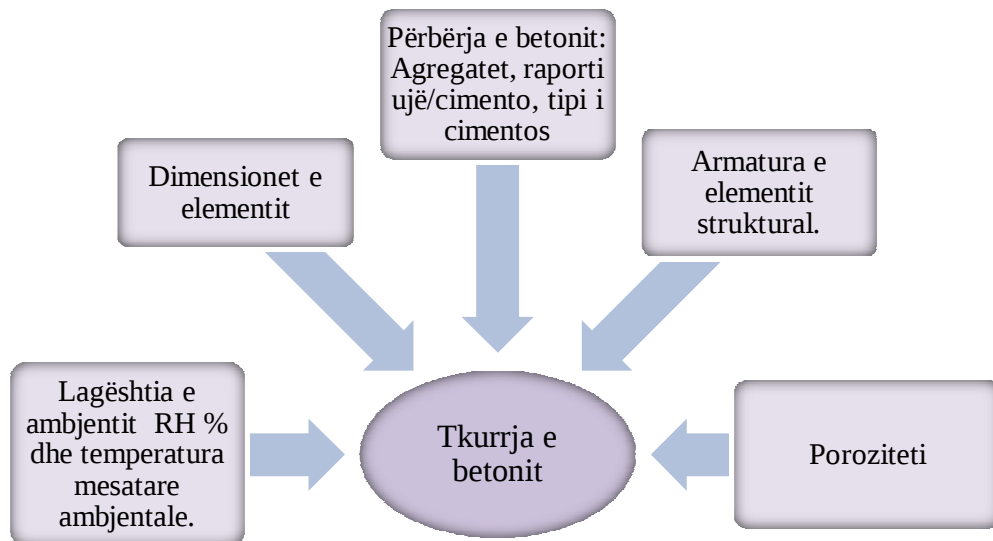


Fig.3.3.1. Skematikisht faktorët që ndikojnë në tkurrjen e betonit .

3.4. Mekanizmi i tkurrjes

Mekanizmi i tkurrjes mund të klasifikohet si më poshtë:

1. Është një fenomen që ka të bëjë me absorbimin e ujit të poreve si deformkoha.
2. Lidhet me lëvizjen e ujit të poreve në pastën e çimentos me rezultat reduktimin e vëllimit të pastës së çimentos për shkak të kapilaritetit të hidratit të silikatit të kalciumit C-S-H.
3. Teoria e tensionit kapilar. Tensioni kapilar shkakton zmadhimin e kurbaturës së meniskit, kur uji del jashtë elementit kurbatura e meniskit $1/r$ zmadhohet e rezja e kurbaturës r zvogëlohet duke shkaktuar tension shtypës në skeletin e ngurtësuar me rezultat ndryshimin e vëllimit..
4. Teoria e ndryshimit të energjisë sipërfaqësore. Me daljen e ujit nga sipërfaqja e ekspozuar e elementit ka reduktim të energjisë në pastën e çimentos C-H-S gjatë lëvizjes së molekulave të ujit me pasojë reduktimin e vëllimit të betonit.
5. Teoria e reduktimit të presionit nga lëvizja e ujit të poreve. Kjo teori pranon që lëvizja e ujit të poreve në betonin e ngurtësuar shkakton reduktim të presionit të brendshëm që shoqërohet me reduktim të vëllimit të betonit.
6. Gjatë procesit të tkurrjes ndodh kalimi i ujit nga gjendja e lëngët në të gaztë. Kur aplikohet presion në lëng molekulat e ujit ngjishen dhe tentojnë të largohen duke filluar gradualisht që uji të kthehet në gjendje të gaztë. Kur vendoset ekuilibri, potencialet e ekuilibrit kimik të lëngut dhe avullit janë të barabarta. Nëse ndryshon presioni ky ekuilibër prishet. Gjatë avullimit poret më të mëdha në fillim e më pas të tjerat gradualisht fillojnë të zbrazen derisa bëhen plotësisht të thata. Uji ka tendencë të shpërndalet përgjate drejtimeve të forcave kapilare e të rrisë sipërfaqen nën tension e rezja e meniskit ka tendencë të rritet. Tensioni maksimal është në fund të meniskit dhe gradualisht reduktohet e uji tenton të dalë jashtë ose të shpërndalet. Prandaj ka tension shtypës në skeletin e ngurtë dhe tkurrje. Shtypja ndodh në skeletin e pastës së çimentos.
7. Nëse raporti ujë/çimento është i vogël në vlera tkurrja autogenoze mund të jetë në magnitudën e saj më e madhe se tkurrja e thatë. Kjo ndodh në mostrat e mbyllura për shkak të krijimit të poreve bosh gjatë procesit të krijimit të skeletit.
8. Në betonet e klasave të larta ku raporti ujë/çimento është i vogël tkurrja autogenoze ngjason me tkurrjen e thatë. Kjo nënkupton që në betonet e klasave të larta me raport ujë/çimento të ulët tkurrja autogenoze shkon drejt trajtimit si tkurrje e thatë.

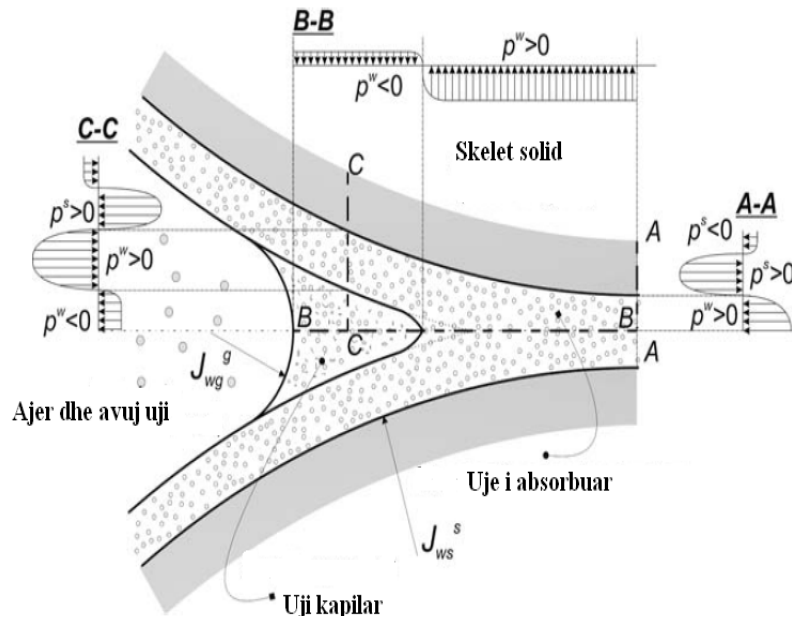


Fig. 3.4.1. Skemë e idealizuar e ujit të absorbuar, levizja e ujit në makroporet, presioni në skeletin e ngurtë dhe ujin e poreve.

9. Kur raporti ujë/çimento është në vlera të larta gjatë procesit të ngurtësimit krijohen pore të depërtueshme. Avullimi i ujit mund të jetë më i madh se në betonet e zakonshme. Tharrja do të rezultojë me krijimin e poreve të reja bosh e kjo gjendje shkakton tkurrje jo uniforme.

10. Gjatë procesit të tkurrjes ndodh zvogëlimi i vëllimit të pastës së çimentos që kundërshtohet nga agregatet ose mbushësit e betonit. Ky kundërshtim varet nga vlera e moduli të elasticitetit të mbushësit. Sa më i madh të jetë moduli i elasticitetit të agregateve aq më e vogël është tkurrja e betonit.

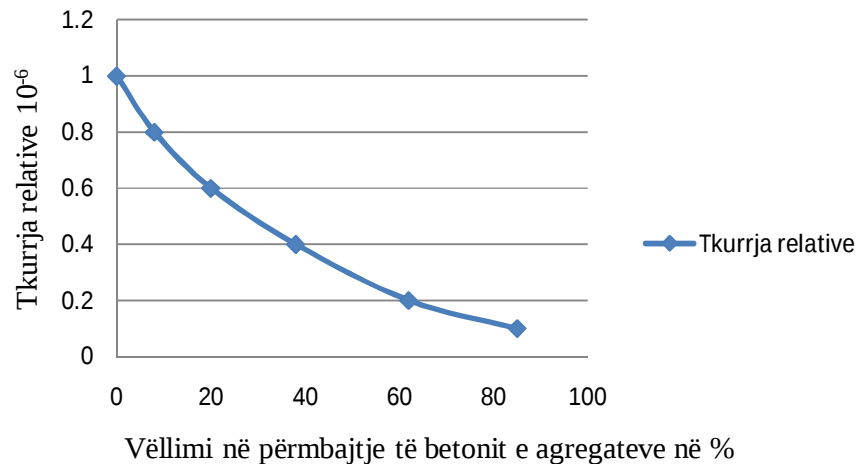


Fig.3.4.2. Funkzioni i tkurrjes relative në 10^{-6} nga vëllimi në përmbajtje në % të agregateve

Referuar grafikut të mesipërm të Fig.3.4.2. vërehet se sa më e madhe të jetë përmbajtja e agregateve në beton aq më e vogël është tkurrja.

Rritja e raportit ujë/çimento zmadhon tkurrjen. Mesatarisht pasta e çimentos është në përbërje çimento+ujë në raportet 1 dhe 3.15, ose vëllimi i pastës së çimentos mund të jepet:

$$\frac{w}{1} + \frac{c}{3.15}$$

Vëllim uji + vëllim çimento = vëllimi i pastës së çimentos

Sa më i madh të jetë vëllimi i pastës së çimentos aq më e madhe do të jetë magnituda e tkurrjes, pasi është pasta e çimentos materiali që tkurret dhe jo agregatet.

11. Absorbimi i ujit në sipërfaqe redukton forcat shtypëse dhe tensionin sipërfaqësor me rezultat mufatjen e pastës së çimentos C-S-H.

Tkurrja zvogëlon rezen e meniskit r me pasojë ndryshimin e presionit të avullit e forcat shtypëse në skelet do të gjenerojnë shtypje në sistem.

Uji i absorbuar redukton tensionin sipërfaqësor, energjinë sipërfaqësore me pasojë që sforcimet kritike mund të shkaktojnë thyerje të frakturave të skeletit e poret do të zvogëlohen

Deformimet totale nga tkurrja mund të llogariten pa marrë në konsideratë, për shkak të vlerave të vogla, tkurrjen plastike dhe tkurrjen nga karbonatizimi me formulën:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad 3.4.1.$$

$\epsilon_{cs} \rightarrow$ janë deformimet totale nga tkurrja.

$\epsilon_{cd} \rightarrow$ janë deformimet nga tkurrja e thatë.

$\epsilon_{ca} \rightarrow$ janë deformimet nga tkurrja autogenoze.

Procesi i tkurrjes skematikisht jepet në Fig.3.4.3.

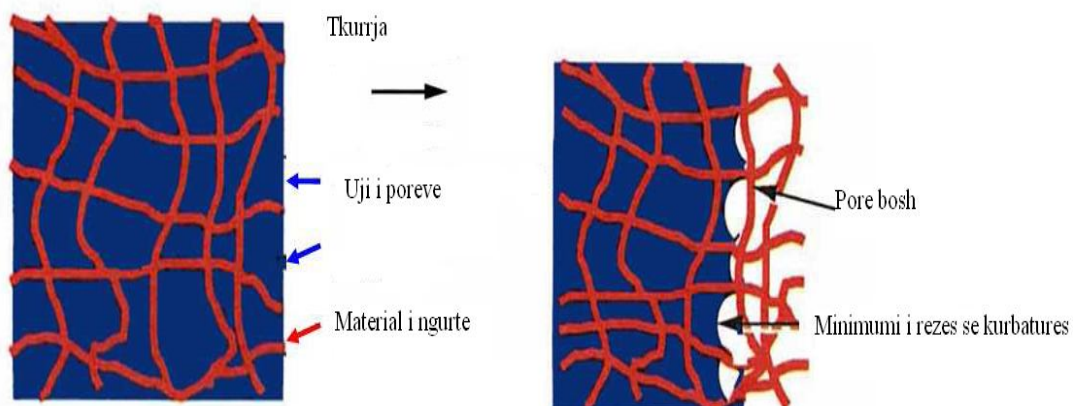


Fig.3.4.3. Skematikisht procesi i tkurrjes së betonit .

3.5. Llogaritja e tkurrjes sipas EC 2.

Tkurrja si edhe deformkoha janë veti të betonit në terma afatgjatë. Ndikimet e tyre duhet të merren në llogaritje në gjendjen kufitare për të siguruar elementin në rastin kur efektet e rendit të dytë janë përcaktuese në aftësinë mbajtëse të tij ose për verifikimin e gjendjes kufitare të shfytëzimit.

Deformimet totale nga tkurrja përbëhen nga dy komponente, deformimet nga tkurrja e thatë dhe tkurrja autogenoze. Deformimet nga tkurrja e thatë zhvillohen ngadalë sipas një funksioni të migrimit të ujit përmes betonit të ngurtësuar. Deformimet nga tkurrja autogenoze zhvillohen gjatë procesit të ngurtësimit të betonit, ku pjesa kryesore e tyre zhvillohet në ditët e para pas hedhjes së betonit në vepër. Tkurrja autogenoze është një funksion linear i sforcimeve në beton. Vlera e deformimeve prej tkurrjes totale ε_{sc} jepet me formulën:

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad 3.5.1.$$

ku:

$\varepsilon_{sc} \rightarrow$ janë deformimet nga tkurrja totale.

$\varepsilon_{cd} \rightarrow$ janë deformimet nga tkurrja e thatë.

$\varepsilon_{ca} \rightarrow$ janë deformimet nga tkurrja autogenoze.

Deformimet përfundimtare nga tkurrja e thatë jepen me shprehjen:

$$\varepsilon_{cd, \infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad 3.5.2$$

Ku:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad 3.5.3$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \quad 3.5.4.$$

Ku :

f_{cm} është forca shtypëse në (MPa)

$f_{cm0} = 10$ MPa

α_{ds1} është një koeficient që varet nga tipi i çimentos së përdorur në prodhimin e betonit.

$\alpha_{ds1} = 3$ per çimento të klasës S

$\alpha_{ds1} = 4$ per çimento të klasës N

$\alpha_{ds1} = 6$ per çimento të klasës R

α_{ds2} është një koeficient që varet nga tipi i çimentos .

$\alpha_{ds2}=0.13$ per çimento të klasës S

$\alpha_{ds2}=0.12$ per çimento të klasës N

$\alpha_{ds2}=0.11$ per çimento të klasës R

RH është lagështia relative ambjentale në % dhe $RH_0 = 100\%$

Zhvillimi i tkurrjes së thatë në momentin e kohës t jepet me formulën:

$$\varepsilon_{cd}(t)=\beta_{dc}(t,t_s)\cdot k_h\cdot \varepsilon_{cd,0} \quad 3.5.5.$$

Ku k_h përcaktohet nga raporti $h_0=2A_c/u$ në tabelën e mëposhtme, ku A_c është sipërfaqja e prerjes tërthore dhe u është perimetri i elementit të ekspozuar në atmosferë.

h_0	k_h
100	1
200	0.85
300	0.75
>500	0.7

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}} \quad 3.5.6.$$

$t \rightarrow$ është mosha e betonit në momentin e konsideruar në llogaritje në ditë

$t_s \rightarrow$ është mosha e betonit në fillimin e konsideruar në llogaritje të tkurrjes së thatë. Ky moment është fundi i ngurtësimit.

Tkurrja autogenoze përcaktohet nëpërmjet deformimeve të dhëna nga formula e mëposhtme:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad 3.5.7.$$

Ku:

$$\varepsilon_{ca}(\infty)=2.5(f_{ck}-10)10^{-6} \text{ dhe } \beta_{as}(t)=1-\exp(-0.2t^{0.5}) \quad 3.5.8.$$

Ku t jepet në ditë.

3.6. Agresiviteti ambjental në beton.

Klasifikimi ambjental për strukturat prej betoni të armuar sipas EN206-1 përcakton klasat e rrezikshmërisë sipas renditjes së mëposhtme:

XO → nuk ka risk korrodimi

XC → vlerësohet risku i karbonatizimit përfshirë korrodimin

XD → vlerësohet risku i veprimit të klorideve përfshirë korrodimin për strukturat që nuk janë nën ndikimin direkt të ujit të detit.

XF → vlerësohet risku i veprimit të klorideve përfshirë korrodimin për strukturat që janë nën ndikimin direkt të ujit të detit.

XA → vlerësohet shkatërrimi kimik

Në varësi të klasifikimit ambjental bëhet përzgjedhja e klasës minimale të betonit dhe shtresës mbrojtëse minimale për strukturat prej betoni të armuar. Kolonat duke qenë elementë mjaft të ekspozuar në ambjentin e jashtëm dhe përbëjnë elementët kryesorë vertikalë mbajtës duhet të vlerësohen në aspektin e klasifikimit ambjental për llogaritje në durabilitet të strukturës.

4. Ndikimi i tkurrjes dhe deformkohës në analizën e rendit të dytë të elementëve prej betoni të armuar.

4.1. Analiza e rendit të dytë.

Diskutimi në këtë kapitull do të përqëndrohet në elementët konstruktivë dhe strukturat në të cilat sjellja e tyre influencohet nga efektet e rendit të dytë të elementëve të tillë si kolona, mure, pilota etj. Në këto raste llogaritja në aftësi mbajtëse do të realizohet duke marrë në konsideratë gjendjen e deformuar pas ngarkimit. Deformacionet do të përcaktohen duke llogaritur madhësinë dhe ndikimin e plasaritjeve, vetitë jo-lineare të materialeve dhe deformkohën. Efektet e rendit të dytë mund të neglizhohen nëse janë më pak se 10% se efektet korresponduese të rendit të parë. Kolonat e holla janë një nga elementët konstruktivë ku në llogaritjen e tyre duhet të konsiderohet efekti i deformkohës dhe tkurrjes së betonit.

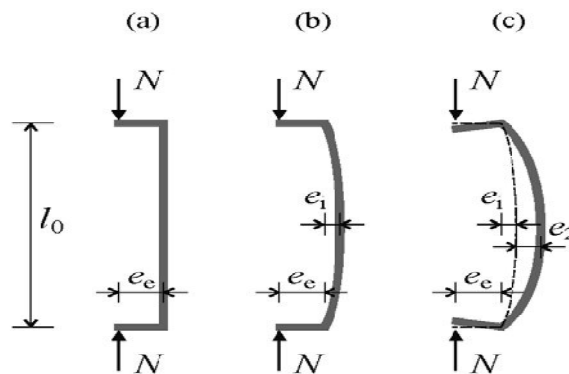


Fig. 4.1.1. Ndikimi i efektit të rendit të dytë në skemën e deformuar të elementit konstruktiv tip kolonë e hollë.

Skema (a) tregon gjendjen e padeformuar të kolonës, ku e_e është jashtëqendërsia e rendit të parë, në skemën (b) e_1 është jashtëqendërsia aksidentale dhe në skemën (c) e_2 është jashtëqendërsia e rendit të dytë.

4.2. Kriteret e perkulshmërie për elementët e vecuar.

Sipas EC2 efekti i rendit të dytë mund të neglizhohet në elementët kolonë betonarme nëse perkulshmëria:

$$\lambda = l_0 / i < \lambda_{\text{lim}} \quad 4.2.1.$$

Ku:

$l_0 \rightarrow$ është gjatësia efektive e elementit.

$i \rightarrow$ rrezja e inercisë së seksionit të pa plasaritur të betonit. $i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

Sipas EC2 [2004] gjatësia efektive për elementët e veçuar mund të përcaktohet sipas skemave në Fig.4.2.1. për elementët me seksion konstant përgjatë gjithë gjatësisë.

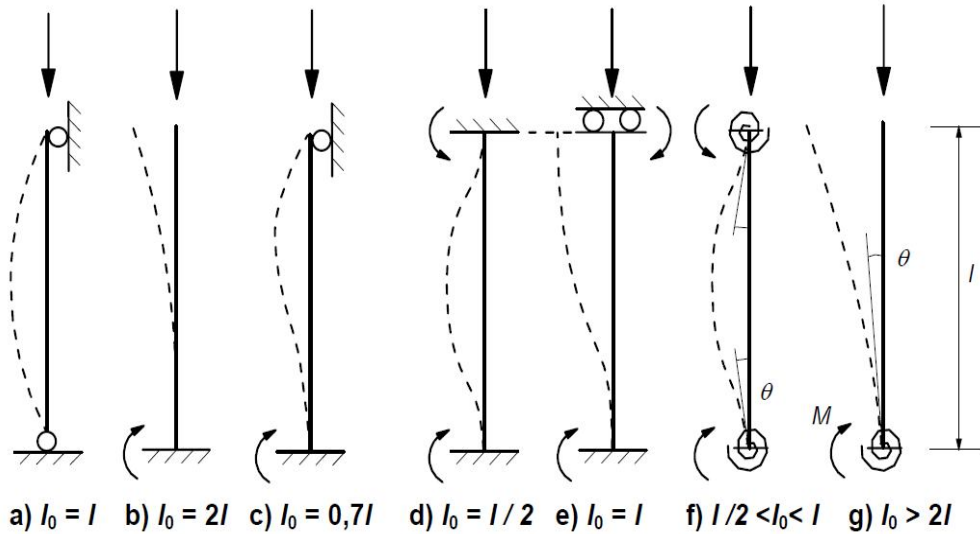


Fig. 4.2.1. Gjatësia efektive për elementët e veçuar.

Për elementët tip kolonë pjesë e ramave gjatësia efektive l_0 përcaktohet nëpërmjet shprehjeve :

a) Për elementët tipi (f) sipas Fig.4.2.1.

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)} \quad 4.2.2$$

a) Për elementët tipi (g) sipas Fig.4.2.1.

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{\left(1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right)} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad 4.2.3.$$

Ku k_1 dhe k_2 përkatësisht janë fleksibilitetet relative të mberthimit në nyjet 1 dhe 2 përkatësisht ku: $k = (\theta/M) \cdot (EI/l)$

$\theta \rightarrow$ është këndi i rotullimit të nyjeve shkaktuar nga momenti përkulës M.

$EI \rightarrow$ është shtangësia e kolonës dhe l është lartësia ose distanca midis dy skajeve ose nyjeve të kolonës.

Për rastet e tjera kur forca normale ndryshon dhe /ose seksioni tërthor nuk është konstant gjatë gjithë lartësisë së elementit $l_0 = \pi \sqrt{EI/NB}$ është lartësia

efektive, NB është forca normale kritike ku elementi humbet qendrueshmërinë dhe i është rrezja e inercise e një seksioni pa plasje, rreth aksit për të cilin do të llogarisim.

Për llogaritjen e λ_{lim} vlerat e rekomanduara janë:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}} \quad 4.2.4.$$

ku: $A = 1/(1 + 0.2 \varphi_{ef})$; $B = \sqrt{1 + 2\omega}$; $C = 1.7 - r_m$; $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$; dhe

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$A_s \rightarrow$ është sipërfaqja totale e armimit

$n \rightarrow$ është forca normale relative ku $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$

$r_m = M_{01}/M_{02}$ është raporti i momenteve ku M_{01} , M_{02} janë momentet e rendit të parë në skajet e elementit dhe $|M_{02}| > |M_{01}|$. Nëse momentet në skajet janë në të njëjtën anë r_m merret në llogaritje pozitive nëse momentet në kolonë janë në anë të ndryshme atëherë r_m do të merret negative dhe nëse një nga momentet në skajet e kolonës është 0 atëherë $r_m = 0$.

Në rastet e përkuljes dyaksiale kriteret e përkulshmerisë duhet të kontrollohen në mënyrë të pavarur për secilin drejtim. Në varesi të situatës aktuale të punës së kolonës efektet e rendit të dytë mund të mos merren në llogaritje në të dy drejtimet por mund të merren në llogaritje në një drejtim ose mund të merren në llogaritje në të dy drejtimet.

Ndikimi i deformkohës do të merret në llogaritjen e analizës së rendit të dytë duke pranuar vlerësimin e deformkohës referuar ndikimit të ngarkesave sipas një kombinimi të caktuar kur ngarkesat veprojnë në një interval të përcaktuar kohor afatgjatë.

Raporti efektiv i deformkohës ose koeficienti i reduktuar i deformkohës është:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}/M_{0Ed} \quad 4.2.5.$$

Ku: $\varphi(\infty, t_0) \rightarrow$ është koeficienti final i deformkohës.

$M_{0Eqp} \rightarrow$ është momenti përkulës i rendit të parë në kombinimin e ngarkesave (SLS): $[G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}]$

$M_{0Ed} \rightarrow$ është momenti përkulës i rendit të parë sipas kombinimit të ngarkesave të projektimit (ULS): $[\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}]$

Koeficienti efektiv i deformkohës mund të mos merret parasysh në llogaritje

$\varphi_{ef} = 0$ nëse plotësohen tre kushte:

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h$$

$M_{0Ed} \rightarrow$ është momenti përkulës i rendit të parë në drejtimin korrespondues.

$N_{Ed} \rightarrow$ është vlera e projektimit e forcës aksiale të aplikuar.

$h \rightarrow$ është lartësia e prerjes tërthore të seksionit.

4.3. Metodatat e thjeshtuara analitike për llogaritjen e kolonave të holla.

Tre janë metodat kryesore për llogaritjen e kolonave të holla referuar përkuljes një aksiale ku faktorët deformkohë e tkurrje japin ndikimin e tyre në përcaktimin e momenteve shtesë të rendit të dytë sipas EC2 për përkuljen një aksiale.

a) Metoda e përgjithshme.

b) Metoda e shtangësisë nominale (N.S.).

c) Metoda e kurbaturës nominale (N.C.).

Metoda (b) mund të perdoret për llogaritjen e elementëve të vecuar por edhe për llogaritjen e gjithë strukturës.

Metoda (c) është më e përshtatshme për llogaritjen e elementëve të vecuar.

a) Metoda e përgjithshme.

Metoda e përgjithshme për llogaritjen e kolonave të holla bazohet në marrëdhënien sforcim-deformim të betonit sipas grafikut të mëposhtëm në Fig.4.3.1.

Funksioni $\sigma_c - \epsilon_c$ jepet me shprehjen:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad 4.3.1$$

Ku: $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$ dhe $\epsilon_{c1} = 0.7 \cdot f_{cm}^{0.31} < 2.8$

$k = 1.05 E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$ dhe $0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}|$ ku ϵ_{cu1} janë deformimet nominale kufitare.

Moduli i elasticitetit të betonit varet nga përbërja e agregateve mbushëse dhe për seksionin pa të plasura, varësia lineare sforcim- deformim merret me vlerë të mesatarizuar të modulit të elasticitetit midis $\sigma_c=0$ dhe $\sigma_c=0.4 \cdot f_{cm}$, ku f_{cm} është rezistenca në shtypje e mostrave cilindrike. Koeficienti i Puasonit është 0.2 për betonin e pa plasaritur dhe 0 për betonin e plasaritur.

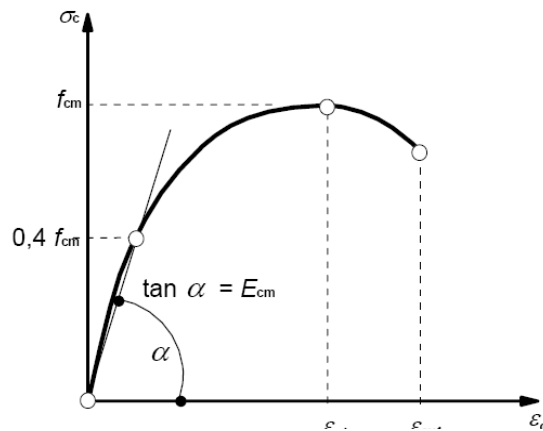


Fig.4.3.1. Varësia sforcim- deformim e sjelljes së betonit.

Moduli i elasticitetit E_{cd} është:

$$E_{cd}/\gamma_{cE} \quad \text{ku } \gamma_{cE}=1.2$$

Në këtë metodë deformkoha merret në konsideratë vetëm me shumëzimin e vlerave të deformimeve relative me koeficientin $(1+ \varphi_{ef})$

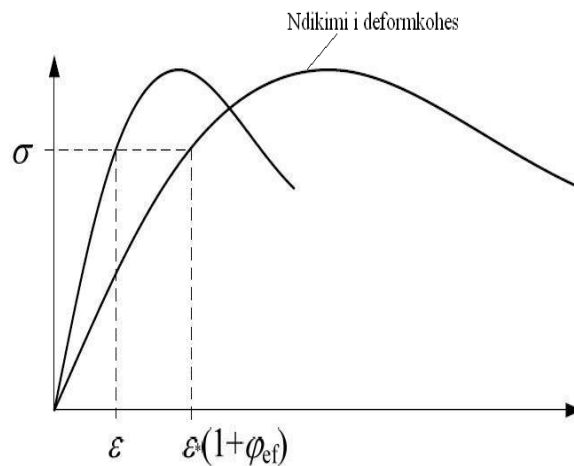


Fig. 4.3.2. Diagrama sforcim deformim e sjelljes së betonit dhe ndikimi i deformkohës.

Referuar diagramës së Fig. 4.3.2.vërehet se diagrama e sjelljes së betonit σ - ε spostohet djathtas dhe për të njëjtin sforcim deformimet janë më të mëdha në vlerë sa deformimet fillestare të shkaktuara nga gjendja e sforcuar shumëzuar me koeficientin $(1+ \varphi_{ef})$ që është numur më i madh se 1.

Në fazën elastike të punës së betonit ndikimi i deformkohës mund të shprehet grafikisht si në Fig. 4.3.3.

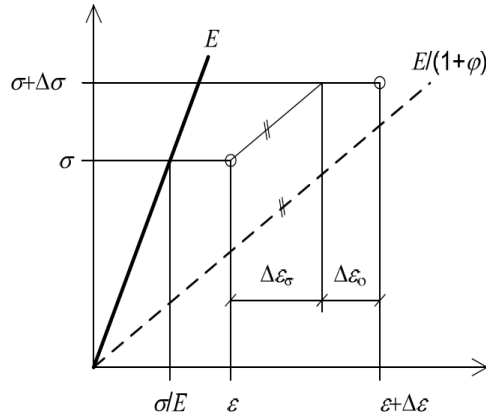


Fig.4.3.3. Diagrama sforcim-deformime relative të betonit. Efekti i deformkohës, ndryshimi i modulit të elasticitetit në kondita lineare. Westernberg 2008.

Duke konsideruar se ekziston një kurbë e sjelljes së betonit të korigjuar me koefiçientin e deformkohës për kondita jo-lineare referuar momentit t_0 të aplikimit të ngarkesës diagrama σ - ε ndryshon si në Fig. 4.3.4.

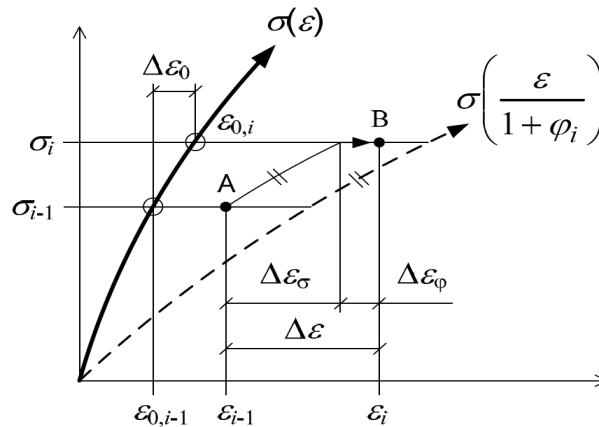


Fig.4.3.4. Diagrama e sforcim-deformime relative të betonit. Efekti i deformkohës, ndryshimi i modulit të elasticitetit në kondita jolineare. Westernberg 2008.

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_\sigma + \Delta\varepsilon_\varphi \quad 4.3.2.$$

Ku: $\Delta\varepsilon_\sigma = (1+\varphi_i) \cdot \Delta\varepsilon_0$

$$\Delta\varepsilon_\varphi = \Delta\varphi \cdot \varepsilon_{0,i-1}$$

$\Delta\varepsilon_\sigma \rightarrow$ është ndryshimi i deformimeve për ndryshim $\Delta\sigma$ paraqitur në diagramën σ - ε .

$\Delta\varepsilon_\varphi \rightarrow$ është rritja e deformimeve relative për shkak të deformkohës.

Llogaritja bëhet vetëm për seksionet kritike.

b) Metoda e shtangësisë nominale (N.S.)

Referuar kësaj metode analiza e rendit të dytë bazohet në shtangësinë e elementit duke marrë në llogaritje efektet e plasaritjeve, jo-linearitetin e sjelljes së materialit të betonit dhe deformkohën.

Kjo metodë bazohet në llogaritjen e shtangësisë nominale (NS) të elementëve që punojnë në shtypje me seksion të cfarëdoshëm të prerjes tërthore:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 4.3.3.$$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{ce} \quad 4.3.4.$$

$E_{cd} \rightarrow$ vlera e projektuar e modulit të elasticitetit të betonit dhe $\gamma_{ce} = 1.2$

$I_c \rightarrow$ momenti i inercise së prerjes tërthore të seksionit të betonit.

$E_s \rightarrow$ vlera e modulit të elasticitetit të armaturës.

$I_s \rightarrow$ momenti i rezistencës së sipërfaqes së armaturës rreth qendrës së gravitetit të sipërfaqes së betonit.

$K_c \rightarrow$ koeficienti i ndikimit të deformkohës.

$K_s \rightarrow$ koeficienti i kontributit të armaturës.

Kur $\rho \geq 0.002$, ku $\rho = A_s / A_c$.

$$K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad 4.3.5.$$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ raporti i deformkohës efektive.

$A_s \rightarrow$ sipërfaqja totale e armimit

$A_c \rightarrow$ sipërfaqja e prerjes tërthore të elementit.

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}; \quad k_2 = n \frac{\lambda}{170} < 0.20 \quad 4.3.6.$$

$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ dhe λ është raporti i përkulshmërisë.

Kur $\rho \geq 0.01$, ku $\rho = A_s / A_c$.

Si një vlerë alternative mund të merret $K_s = 0$, $K_c = 0.3 / (1 + 0.5\varphi_{ef})$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ është raporti i deformkohës efektive.

Shtangësia bazohet në modulën efektiv të betonit $E_{cd, eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef})$

Momenti përfundimtar llogaritet duke përfshirë dhe momentet e rendit të dytë është:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1 \right)} \right] \quad 4.3.7.$$

$M_{0Ed} \rightarrow$ është momenti i rendit të parë.

$\beta \rightarrow$ është një koeficient që varet nga mënyra e shpërndarjes së momenteve të rendit të parë dhe të dytë.

$N_{Ed} \rightarrow$ është forca aksiale e projektimit.

$N_B \rightarrow$ është vlera e forcës aksiale kufitare kritike e qendrueshmërisë llogaritur me metodën e shtangësisë nominale (NS).

b.1) Për elementët e vecuar me seksion dhe forcë aksiale konstante për gjatë gjithë gjatësisë ku momenti i rendit të dytë ka formë sinusoidale koeficienti β është llogaritur $\beta = \pi^2 / c_0$.

$c_0 \rightarrow$ është një koeficient që varet nga mënyra e shpërndarjes së momenteve të rendit të parë.

$c=8$ për shpërndarje konstante të momentit gjatë gjithë gjatësisë.

$c=9.6$ për shpërndarje parabolike të momentit.

$c=12$ për shpërndarje trekëndore simetrike të momentit.

b.2) Nëse shpërndarja e momenteve të rendit të parë e të dytë nuk korrespondon me pikën (b.1) atëhere koeficienti $\beta=1$ në llogaritje. Në këtë rast momenti përkulës llogaritet me formulën:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \quad 4.3.8.$$

Momenti përfundimtar llogaritet përcaktohet referuar koeficientit të zmadhimit të momentit në llogaritjen e kolonave të holla me metodën e shtangësisë nominale N.S. Paraqitja e mënyrës së llogaritjes jepet me një bllok skemë në Fig.4.3.5. ku vihet re ndikimi i parametrave të deformkohës nëpërmjet koeficientit të defomkohës dhe koeficientit efektiv ose te reduktuar të defomkohës.

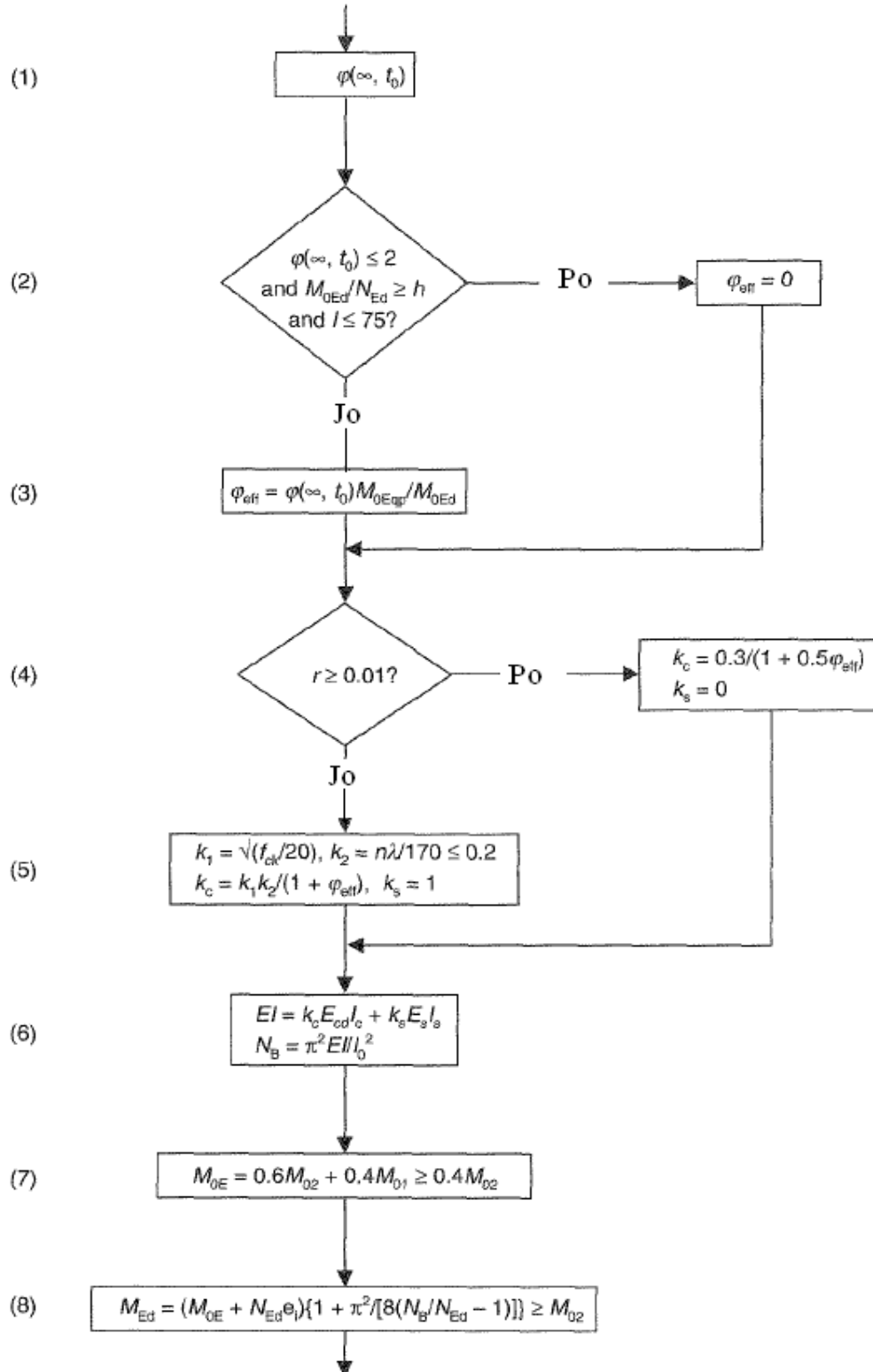


Fig.4.3.5. Bllok skema për llogaritjen e momentit përkulës në kolonat e holla. Ndikimi i koeficientit të deformkohës.

- (1) Llogaritet paraprakisht koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.
- (2) Hapi i dytë përcakton kushtet për llogaritjen e koeficientit efektiv ose të reduktuar të deformkohës.
- (3) Llogaritja e koeficientit efektiv ose të reduktuar të deformkohës referuar kombinimit të ngarkesave ULS ose SLS pothuaj shërben për llogaritjen e strukturave në terma afatgjatë:
- (4) Për armim të kolonës me përqindje më të madhe se 1% përcakton kushtet për thjeshtimin e llogaritjes së koeficientëve k_c dhe k_s .
- (5) k_1 dhe k_2 koeficientë që kontribuojnë indirekt në llogaritjen e madhësisë së hapjes të të plasurave.
- (6) Llogaritet shtangësia EI efektive e kolones për shkak të reduktimit të sipërfaqes së betonit nga plasaritjet.
- (7) Vlerësohet momenti përkulës shtesë afërsisht në mes të kolonës ku sipas skemës së deformuar të kolonës momentet përkulëse shtesë kanë arrijnë vlerat maksimale të tyre.
- (8) Përcaktohet momenti llogaritës për kolonat të holla referuar skemës së deformuar me kurbaturë dyfishe sipas Fig.4.3.7. Rasti I.

c) Metoda e kurbaturës nominale (N.C.)

Kjo metodë është e përshtatshme për llogaritjen e elementëve të vecuar. Duke analizuar elementët tip kolonë pjesë e strukturave në llogaritje të konsideruar si elementë të vecuar përdorimi i metodës NC jep rezultate të sakta në rastet e llogaritjes së elementëve me ngarkesa konstante aksiale. Kjo metodë llogarit momentet e rendit të dytë bazuar në skemën e deformuar duke përcaktuar kurbaturën maksimale të aksit të deformuar të elementit.

Nëpërmjet kësaj metode llogariten momentet e rendit të dytë bazuar në deformimin e aksit të kurbëzuar të elementit. Momenti jepet me shprehjen:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad 4.3.9.$$

$M_{0Ed} \rightarrow$ momenti i rendit të parë. Mund të gjendet në simbolikë edhe si M_{0e} .

$M_2 \rightarrow$ momenti shtesë i rendit të dytë.

Për vlera të ndryshme të momentit përkulës në skajet e elementit M_{01} dhe M_{02} momenti ekuivalent i rendit të parë llogaritet :

$$M_{0e} = 0.6 \cdot M_{02} + 0.4 \cdot M_{01} \geq 0.4 \cdot M_{02} \quad 4.3.10.$$

M_{01} dhe M_{02} kanë të njëjtën shenjë nëse janë nga e njëjta anë e elementit ose vendosen me shenja të kundërta kur janë në anë të ndryshme, por

$$|M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Momenti i rendit të dytë:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad 4.3.11.$$

$N_{Ed} \rightarrow$ është forca aksiale e projëktimit.

$e_2 \rightarrow$ është jashtëqendërsia për shkak të skemës së deformuar

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c \quad 4.3.12.$$

$1/r$ është kurbatura, l_0 është gjatësia efektive dhe c është një koeficient që jep ndikimin e formës së kurbaturës e për elementin me prerje tërthore konstante merr vlerën $c = 10 \approx \pi^2$

Kurbatura jepet me formulën:

$$1/r = K_r \cdot K_\phi \cdot 1/r_0 \quad 4.3.13.$$

$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal})$ është koeficient korrigjimi dhe varet nga ngarkesa aksiale.

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) \rightarrow$ është forca relative aksiale

$N_{Ed} \rightarrow$ është forca aksiale e projektimit.

$$n_u = 1 + \omega$$

$n_{bal} = 0.4$ paraqit vlerën maksimale të n .

$A_s \rightarrow$ është sipërfaqja totale e armimit.

$A_c \rightarrow$ është sipërfaqja e seksionit tërthor të betonit.

$K_\phi = 1 + \beta \cdot \phi_{ef} \geq 1$ është koeficient korrigjimi që merr në llogaritje efektin e deformkohës nëpërmjet koeficientit efektiv të deformkohës ϕ_{ef} dhe $\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$ ku jepet ndikimi i klasës së betonit dhe përkulshmërisë λ .

Përkulja dy-aksiale.

Metoda e përgjithësuar përdoret për llogaritjen e elementëve në përkulje dy-aksiale. Paraprakisht përcaktohen përkulshmëritë e elementit λ_y dhe λ_z .

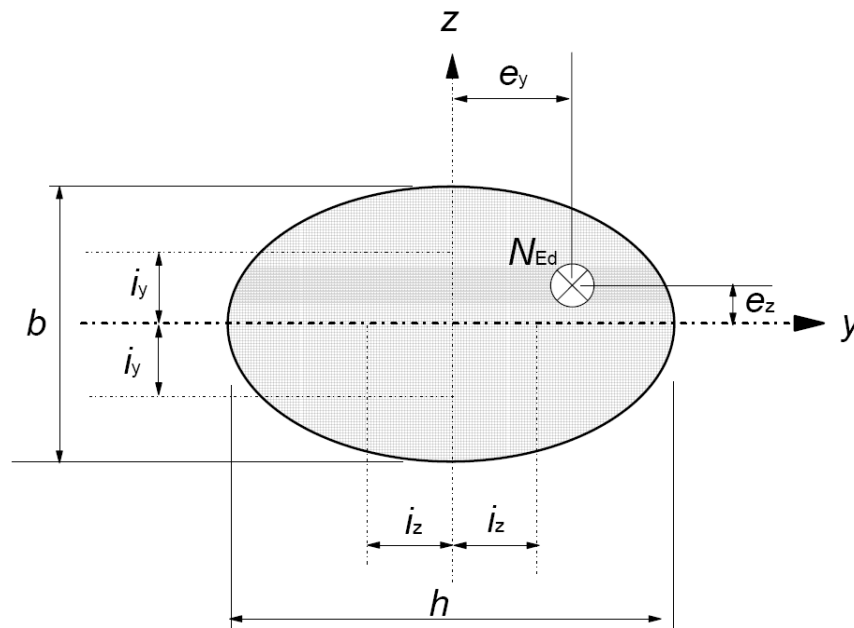


Fig.4.3.6. Përcaktimi i jashtëqendërsive e_y , e_z .

Si hap i parë i llogaritjes bëhet llogaritja e përkulshmërisë kufitare eferuar secilit drejtim në mënyrë të pavarur nga drejtimi tjetër përkatësisht sipas y dhe z pa marrë në konsideratë ndikimin e tyre reciprok.

Nëse plotësohen konditat e mëposhtme nuk është e nevojshme të bëhen kontrole të tjera.

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2; \quad \lambda_z / \lambda_y \leq 2; \quad \frac{e_y / h_{eq}}{e_z / b_{eq}} \leq 0.2; \quad \frac{e_z / b_{eq}}{e_y / h_{eq}} \leq 0.2 \quad 4.3.14.$$

Parametrat janë si në Fig.4.3.6. dhe $b_{eq} = i_y \cdot (12)^{0.5}$; $h_{eq} = i_z \cdot (12)^{0.5}$

$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$ dhe përfaqëson jashtëqendërsinë sipas aksit z.

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$ dhe përfaqëson jashtëqendërsinë sipas aksit y.

M_{Edy} është përkulës rreth aksit y duke përfshirë dhe momentin e rendit të dytë.

M_{Edz} është përkulës rreth aksit z duke përfshirë dhe momentin e rendit të dytë.

N_{Ed} është forca aksiale respektive në kombinimin e zgjedhur të ngarkesave.

Nëse konditat e mësipërme nuk plotësohen përkulja dy-aksiale duhet të merret në llogaritje përfshirë efektet e rendit të dytë në cdo drejtim.

Diagramat e momenteve për llogaritjen e kolonave duke marrë në konsideratë efektet e rendit të dytë jepen në Fig.4.3.7.

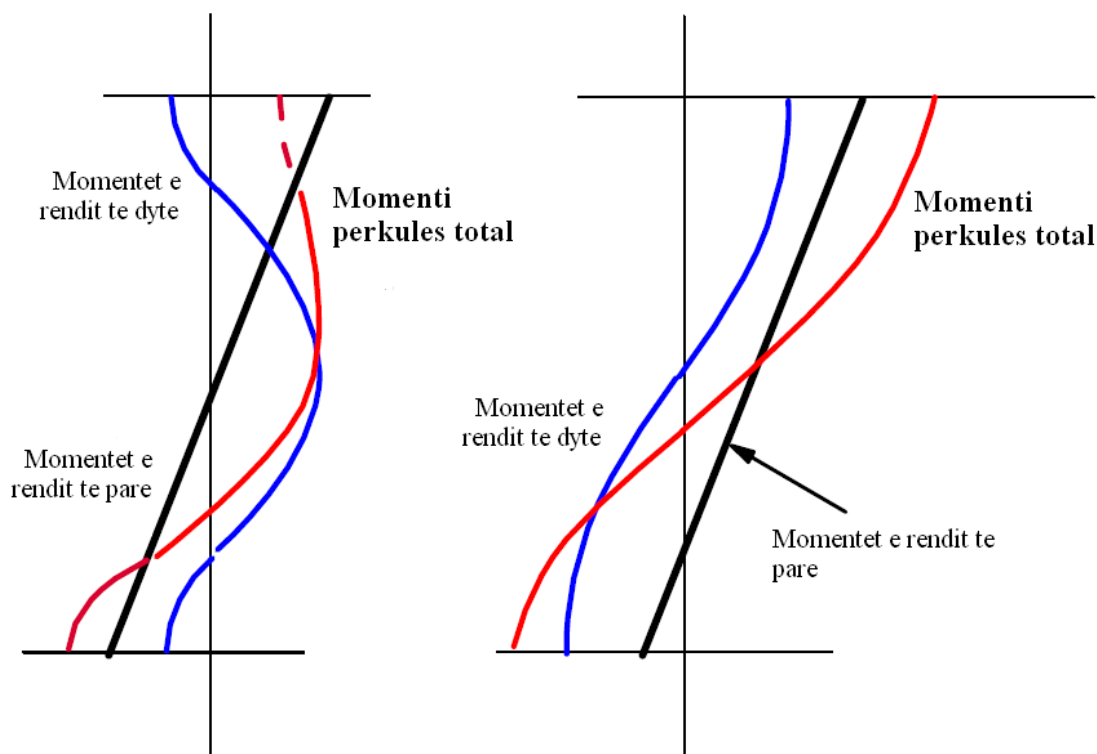


Fig.4.3.7. Diagramat e momenteve përkulëse për kolonat e holla me nyje të paspostueshme dhe me nyje të spostueshme.

Për llogaritjen e kolonave të holla në shtypje jashtëqendrore dy aksiale përcaktohet jashtëqendërsia ekuivalente për secilin drejtim të punës së elementit duke konsideruar skemën e deformuar të kolonës në drejtimin tjetër dhe eksentricitetin aksidental.

Jashtëqendërsia totale e llogaritjes për secilin drejtim jepet me formulën:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

e_0 është jashtëqendërsia e rendit të parë

e_a është jashtëqendërsia aksidentale

e_2 është jashtëqendërsia e shkaktuar nga efektet e rendit të dytë.

Jashtëqendërsia aksidentale përcaktohet nga kushtet:

$$e_a = 0.5 \cdot v \cdot l_0 \quad 4.3.15.$$

$$v = \frac{1}{100\sqrt{l}} \geq \frac{1}{200} \quad 4.3.16.$$

Për të përcaktuar kapacitetin mbajtës të kolonave ndërtohen kurbat e interaksionit M, N . Pika 1 në Fig. 4.3.8. paraqet elementin në shtypje të pastër, pika 2 paraqet elementin në tërheqje të pastër, pika 3 jep seksionin e balancuar të elementit.

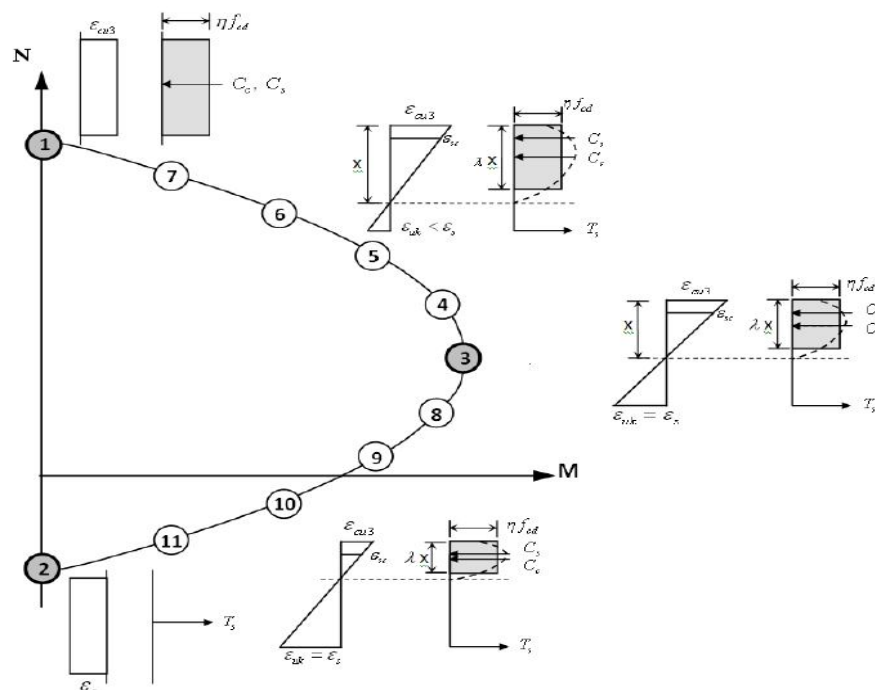


Fig.4.3.8. Diagramat e interaksionit M-N

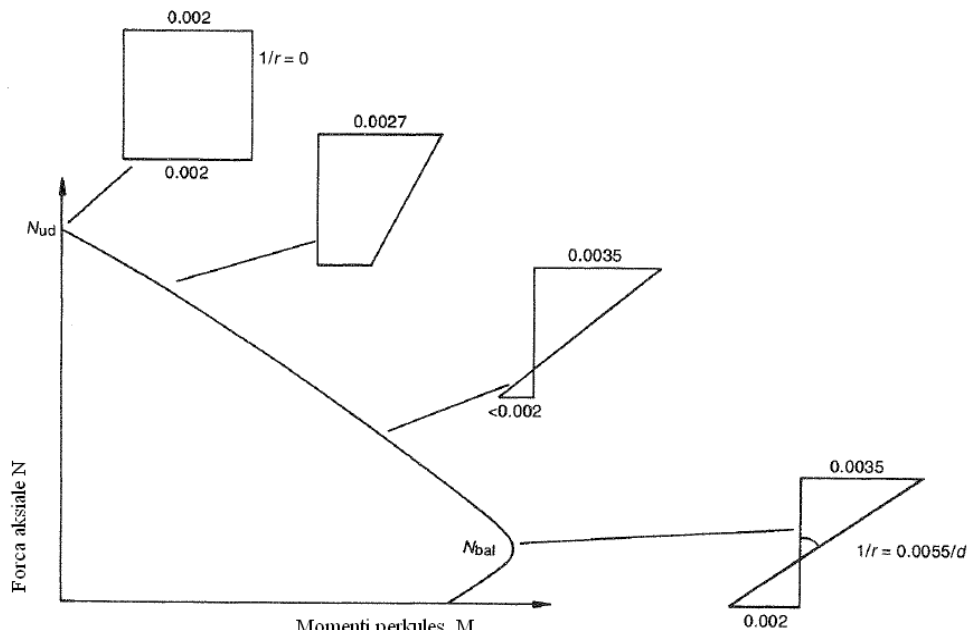


Fig.4.3.9. Diagramat e interaksionit M-N për kolonat. Ndryshimi i kurbaturës për nivele të ndryshme të aplikimit të forcës aksiale.

Disa nga kurbat e interaksionit jepen në Fig.4.3.10., Fig.4.3.11.

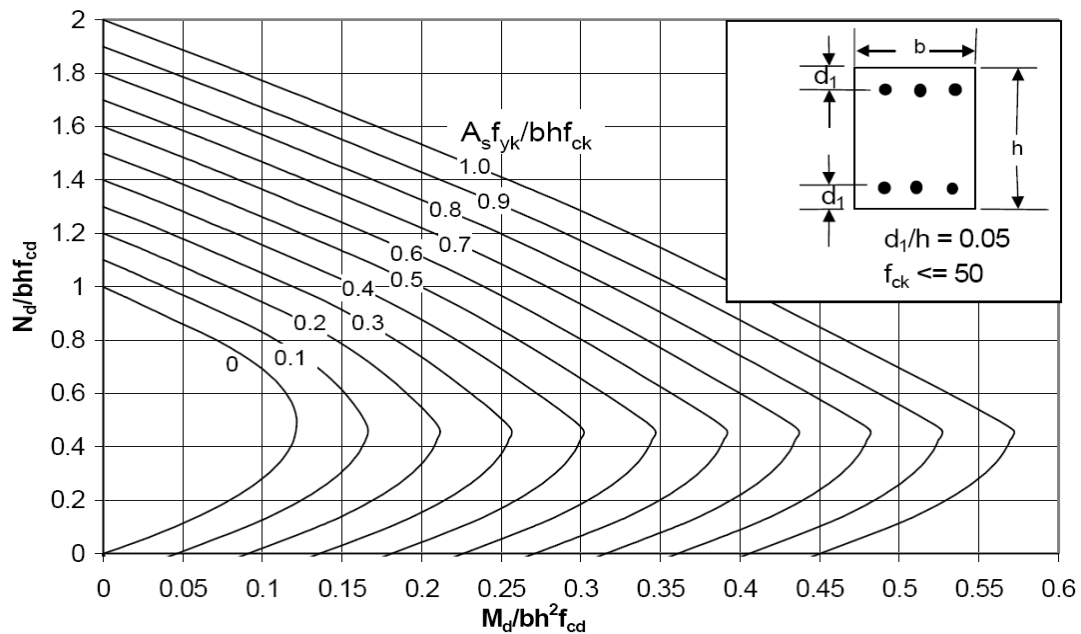


Fig.4.3.10. Grafikët për llogaritjen e kolonave për betonin me rezistencë $f_{ck} \leq 50$ Mpa

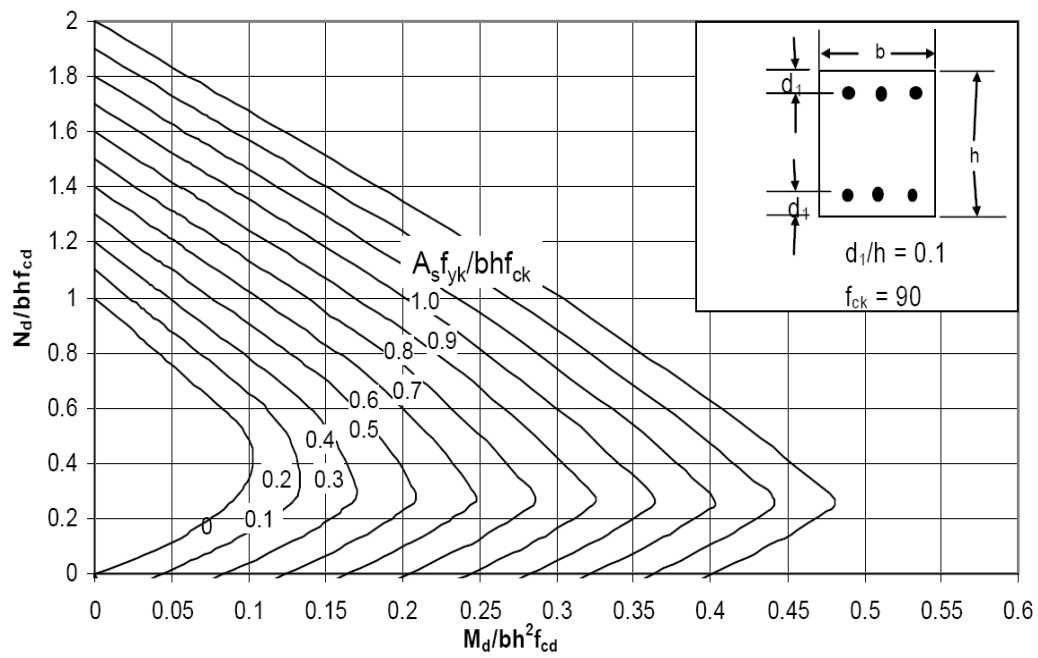


Fig.4.3.11. Grafikët për llogaritjen e kolonave për betonin me rezistencë $f_{ck}=70$ MPa

5. Studimi i faktorëve që ndikojnë në deformkohën dhe tkurrjen e betonit. Raste studimi.

5.1. Ndikimi i kushteve ambjentale dhe klasës së çimentos në përbërje të betonit në deformkohën e tkurrjen e betonit.

Një nga faktorët më të rëndësishëm në përcaktimin e parametrave të deformkohës dhe tkurrjes së betonit është lagështia relative ambjentale përreth elementit konstruktiv. Studimi do të përqëndrohet në ndikimin e RH% në rastet e llogaritjes së elementëve tip kolonë e hollë. Elementët llogariten sipas EC 2 me të dy metodat N.S, dhe N.C. duke rruajtur të njëjtën klasë betoni e shqyrtohen rastet kur betoni ka në përmbajtje çimento së tipit R, N, S përkatësisht.

Në llogaritje merret kolona e hollë nga veprimi i forcës normale N e paraqitur skematikisht në Fig.5.1.1.

Kolona është me seksion tërthor katërkëndësh këndrejtë me përmasa 400x400mm me armaturë të shpërndarë uniformisht. Analiza bazohet për klasë ambjentale XC3 me lagështi relative mesatare klasifikuar sipas Table 4.1 EN 1992-1-1:2004. Klasa e betonit është C30/37 dhe shtresa mbrojtëse është 40mm. Ngarkesa e pare e aplikuar brenda periudhës kohore $t_0=90$ ditë. Forca aksiale është $N_{Ed}=2025(kN)$, lartësia e kolonës është 4.5m dhe gjatësia efektive është $l_0=2\cdot4.5=9m$.

Për çdo llogaritje do të ndryshohen një ose disa parametra për të studjuar influencën e tyre në raportin e deformkohës efektive, koeficientin e deformkohës dhe efektet e rendit të dytë.

Këto parametra janë lagështia relative ambjentale RH% dhe klasa e çimentos. RH% do të ndryshohet nga 45% -80% dhe klasa e çimentos është R, N, S për cdo llogaritje. Parametrat e tjerë si forca e aplikuar ($N_{Ed}=2025kN$), klasa e betonit C30/37 dhe armatura $A_s=2512mm^2$ me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit janë mbajtur konstante. Fig. 5.1.1. jep skemen e kolonës në shtypje, dimensionimin e prerjes tërthore, gjatësinë e kolonës, gjatësinë efektive dhe shtresën mbrojtëse.

Llogaritjet janë bërë me metodat NS dhe NC dhe raporti i deformkohës efektive, koeficienti i deformkohës dhe efektet e rendit të dytë janë llogaritur për cdo rast. Rezultatet jepen në mënyrë tabelare dhe grafike. Krahassimi i vlerave konkrete bëhet për cdo llogaritje nëpërmjet tabelave përmbledhëse dhe krahasimit grafik.

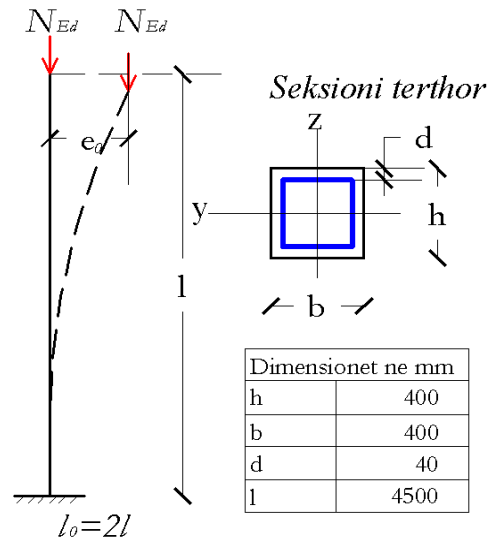


Fig.5.1.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht në perimentër.

Llogaritjet për secilin rast janë dhënë në mënyrë tabelare përkatësisht:

Tab.5.1.1. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 45%

Tab.5.1.2. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 50%

Tab.5.1.3. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 55%

Tab.5.1.4. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 60%

Tab.5.1.5. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 65%

Tab.5.1.6. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70%

Tab.5.1.7. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 75%

Tab.5.1.8. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 80%

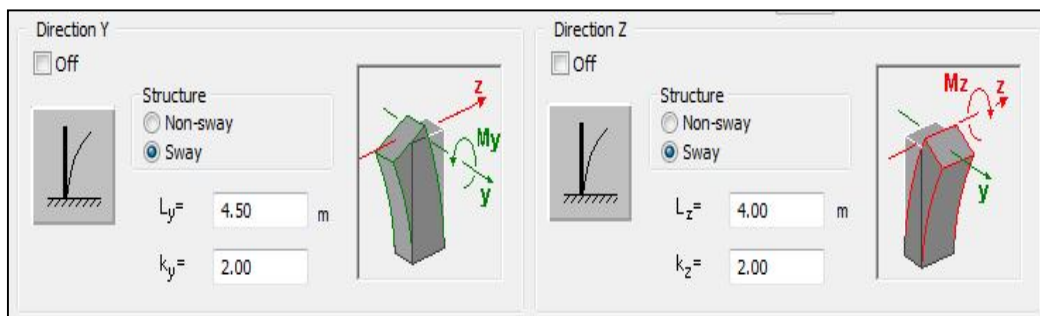


Fig. 5.1.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

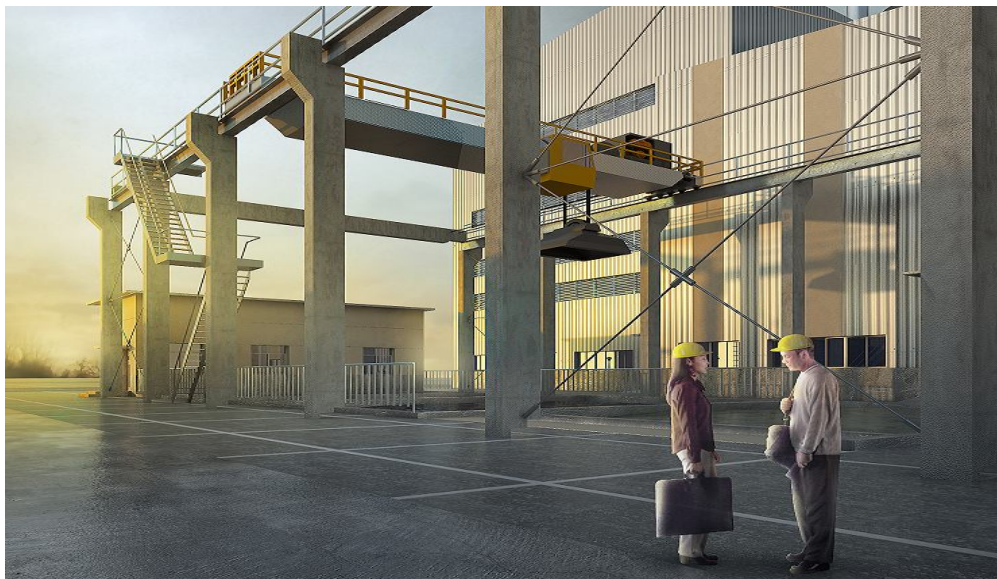


Fig. 5.1.3. Pamje e kolonave të holla. Uzina e Ferrokromit, Elbasan.

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.1.1.

Kol 400x400, RH=45%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	20.91			21027.1		1.79	242.77	40.5		40.5	40.5		2.41
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	22.96		0.11		0.02	1.79	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.41
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	20.77			20945.9		1.83	246.52	40.5		40.5	40.5		2.47
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	22.8		0.11		0.02	1.83	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.47
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	20.61			20853		1.89	250.98	40.5		40.5	40.5		2.55
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	22.62		0.11		0.02	1.89	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.55

Tab.5.1.2.

Kol. 400x400, RH=50%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	21.15			21168.1		1.71	236.58	40.5		40.5	40.5		2.31
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	23.22		0.11		0.01	1.71	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.31
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	21.01			21085.9		1.75	240.14	40.5		40.5	40.5		2.37
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	23.07		0.11		0.01	1.75	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.37
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	20.85			20991.8		1.81	244.38	40.5		40.5	40.5		2.44
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	22.89		0.11		0.01	1.81	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.44

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.1.3.

Kol. 400x400, RH=55%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	21.4			21317.2		1.63	230.43	40.5		40.5	40.5		2.2
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	23.49		0.11		0.01	1.63	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.2
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	21.26			21234.1		1.67	233.81	40.5		40.5	40.5		2.26
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	23.34		0.11		0.01	1.67	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.26
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	21.1			21138.8		1.72	237.83	40.5		40.5	40.5		2.33
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	23.17		0.11		0.01	1.72	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.33

Tab.5.1.4.

Kol. 400x400, RH=60%, Betoni C30/70, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	21.64			21475.3		1.56	224.33	40.5		40.5	40.5		2.1
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	23.76		0.11		0.01	1.56	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.1
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	21.51			21391.2		1.6	227.52	40.5		40.5	40.5		2.16
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	23.62		0.11		0.01	1.6	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.16
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	21.36			21294.8		1.64	231.33	40.5		40.5	40.5		2.22
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	23.45		0.11		0.01	1.64	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.22

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.1.5.

Kol. 400x400, RH=65%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	21.9			21643.1		1.48	218.27	40.5		40.5	40.5		2
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	24.04		0.11		0.01	1.48	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	21.77			21558.1		1.52	221.29	40.5		40.5	40.5		2.05
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	23.9		0.11		0.01	1.52	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.05
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	21.62			21460.6		1.56	224.88	40.5		40.5	40.5		2.11
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	23.74		0.11		0.01	1.56	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2.11

Tab.5.1.6.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	22.16			21821.5		1.4	212.26	40.5		40.5	40.5		1.89
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	24.33		0.11		0.01	1.4	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.89
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	22.04			21735.6		1.44	215.1	40.5		40.5	40.5		1.94
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	24.19		0.11		0.01	1.44	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.94
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	21.89			21637.1		1.48	218.48	40.5		40.5	40.5		2
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	24.03		0.11		0.01	1.48	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	2

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.1.7.

Kol. 400x400, RH=75%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	22.43			22011.6		1.33	206.29	40.5		40.5	40.5		1.79
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	24.62		0.11		0.01	1.33	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.79
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	22.31			21925		1.36	208.95	40.5		40.5	40.5		1.84
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	24.49		0.11		0.01	1.36	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.84
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	22.17			21825.6		1.4	212.13	40.5		40.5	40.5		1.89
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	24.33		0.11		0.01	1.4	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.89

Tab.5.1.8.

Kol. 400x400, RH=80%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{Ed}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4.5	9	R	2025	77.9	22.7			22214.7		1.25	200.36	40.5		40.5	40.5		1.69
N.C.	4.5	9	R	2025	77.9	24.92		0.11		0.01	1.25	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.69
N.S.	4.5	9	N	2025	77.9	22.59			22127.4		1.28	202.86	40.5		40.5	40.5		1.73
N.C.	4.5	9	N	2025	77.9	24.79		0.11		0.01	1.28	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.73
N.S.	4.5	9	S	2025	77.9	22.45			22027		1.32	205.82	40.5		40.5	40.5		1.78
N.C.	4.5	9	S	2025	77.9	24.64		0.11		0.01	1.32	259.13	40.5	216.17	216.17	40.5	216.2	1.78

5.1.a. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në koeficientin e deformkohës të betonit.

Tab.5.1.a. paraqet vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për betonet e klasës C30/37 me përmbajtje tre tipet e klasës së çimentos R, N, S referuar tabelave të llogaritjes 5.1.1-5.1.8. Në grafikun e Fig.5.1.a., aksi vertikal jep vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe aksi horizontal paraqit lagështinë relative RH në (%).

Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$			
RH(%)	Çimento e klasës R	Çimento e klasës N	Çimento e klasës S
45	2.41	2.47	2.55
50	2.31	2.37	2.44
55	2.2	2.26	2.33
60	2.1	2.16	2.22
65	2	2.05	2.11
70	1.89	1.94	2
75	1.79	1.84	1.89
80	1.69	1.73	1.78

Tab.5.1.a. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe lagështia relative RH në %.

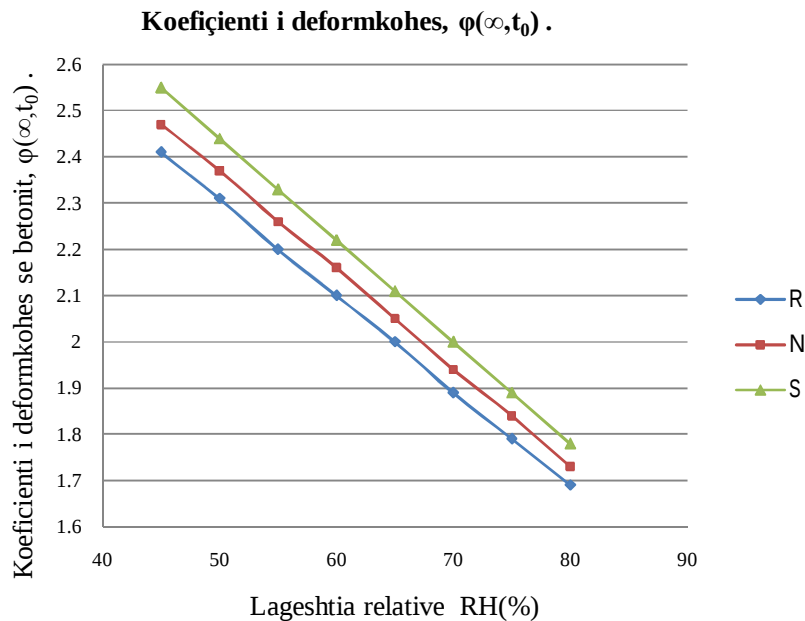


Fig.5.1a. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ në funksion të lagështisë relative RH %.

Konkluzion 5.1.a.

1. Në betonet me përmbajtje çimentoje të klasës S vlera e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ është më e madhe në vlerë absolute se koeficientët e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për betonet me përmbajtje çimento të klasave N and R përkatësisht. Koeficienti i deformkohës reduktohet në betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N dhe R përkatësisht.
2. Kur lagështia relative ambjentale RH rritet koeficienti i deformkohës zvogëlohet për betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N, R përkatësisht.

5.1.b. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në koeficientin efektiv të deformkohës .

Tab.5.1.b. paraqet vlerat e koeficientit efektiv të deformkohës φ_{ef} për betonet e klasës C30/37 me përmbajtje tre tipet e klasës së çimentos R, N, S referuar tabelave të llogaritjes 5.1.1-5.1.8. Në grafikun e Fig.5.1.b., aksi vertikal jep vlerat e koeficientit efektiv të deformkohës φ_{ef} dhe aksi horizontal paraqit lagështinë relative RH në (%) referuar marrëdhënies:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad 5.1.b.1.$$

Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef}			
RH(%)	Klasa e çimentos		
	Çimento e klasës R	Çimento e klasës N	Çimento e klasës S
45	1.79	1.83	1.89
50	1.71	1.75	1.81
55	1.63	1.67	1.72
60	1.56	1.6	1.64
65	1.48	1.52	1.56
70	1.4	1.44	1.48
75	1.33	1.36	1.4
80	1.25	1.28	1.32

Tab.5.1.b. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} dhe lagështia relative RH%.

Duke analizuar vlerat e tabelës Tab.5.1.b. vërehet se ka zvogëlim të vlerave të koeficientit efektiv të deformkohës brënda të njëjtës klasë të çimentos së përdorur kur lagështia ambjentale rritet.

Refruar të njëjtës vlere të lagështisë ambjentale. Kalimi në klasat e çimentos përkatësisht R, N, S për të njëjtën klasë betoni sjell rritje të koeficientit efektiv të deformkohës.

Në Fig.5.1.b. paraqiten tre grafike përkatësisht për klasat e çimentos R, N, S ku jepet grafikisht ndikimi i lagështisë relative në koeficientin efektiv të deformkohës.

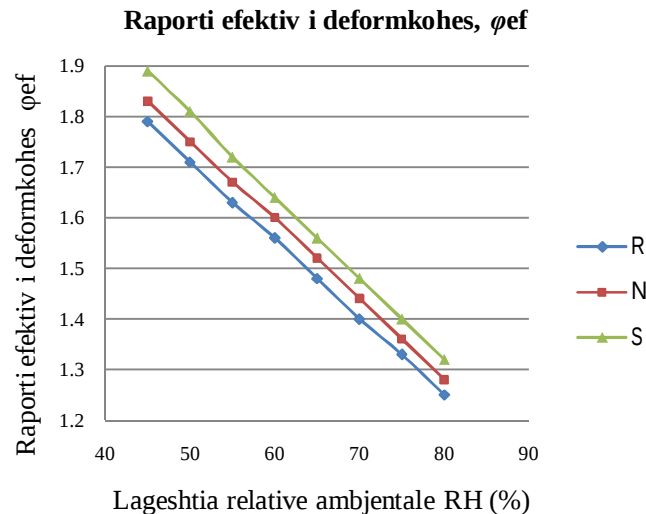


Fig. 5.1.b. Koeficienti efektiv i deformkohës ϕ_{ef} , dhe lagështia relative RH%.

Konkluzion 5.1.b.

1. Betonet me përmbajtje çimentoje të klasës S gjenerojnë vlera më të medha të koeficientit efektiv të deformkohës ϕ_{ef} në krahasim me koeficientët efektivë të deformkohës ϕ_{ef} për betonet me përmbajtje çimentoje të klasave N dhe S. Koeficienti efektiv i deformkohës reduktohet në betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N dhe R përkatësisht.
2. Rritja e lagështisë relative ambjentale RH sjell zvogëlim të koeficientit efektiv të deformkohës ϕ_{ef} për betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N, R.

5.1.c. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në koeficientin e përkuishmërisë λ_{lim} nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës ϕ_{ef} .

Përkuishmëria kufitare λ_{lim} është funksion i koeficientit efektiv të deformkohës ϕ_{ef} sipas kapitullit 4.2. Nderkohë koeficienti efektiv i deformkohës ϕ_{ef} është funksion i gjendjes së sforcuar të elementit që për kolonat e holla llogaritet nëpërmjet metodave të thjeshtuara N.S. dhe N.C. Vetë koeficienti efektiv i deformkohës ϕ_{ef} ndikohet nga lagështia relative RH, klasa e çimentos dhe metoda llogaritëse. Në vijim jepet ndikimi i faktorëve të përmendur duke analizuar secilin prej tyre sipas llogaritjeve të paraqitura në tabelat Tab.5.1.1 deri Tab.5.1.8.

Tab.5.1.c.1. jep vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} llogaritur në funksion të lagështisë relative RH (%) për klasën e betonit C30/37 në përbërje me çimento të klasave R, N, S llogaritur me metodën e shtangësisë nominale (N.S.) për kolonat e holla. Në grafikun në vijim të Fig.5.1.c.1., aksi vertikal paraqet përkulshmërinë limite dhe aksi horizontal lagështinë relative RH (%) për secilën klasë të çimentos së përdorur në përbërje të betonit C30/37.

Metoda e shtangësisë nominale N.S.			
λ_{lim}			
RH(%)	Çimento e klasës R	Çimento e klasës N	Çimento e klasës S
45	20.91	20.77	20.61
50	21.15	21.01	20.85
55	21.4	21.26	21.1
60	21.64	21.51	21.36
65	21.9	21.77	21.62
70	22.16	22.04	21.89
75	22.43	22.31	22.17
80	22.7	22.59	22.45

Tab.1.c.1. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%.

λ_{lim} , llogaritja me metoden N.S. për betonin me çimento të klases R,N,S .

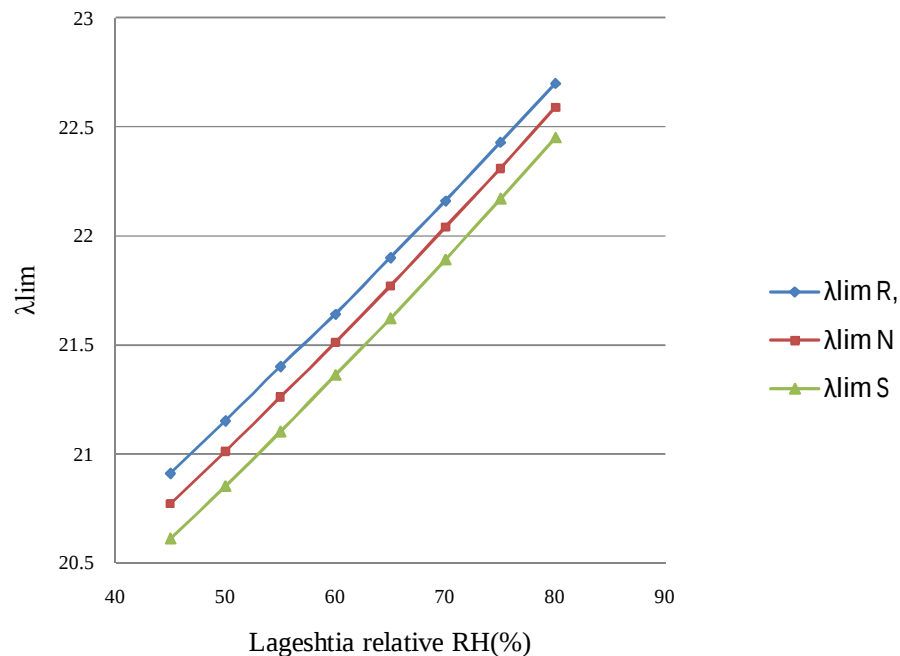


Fig. 5.1.c.1. Përkulshmëria limite λ_{lim} llogaritur me metoden N.S. dhe lagështia relative RH(%) .

Tab.5.1.c.2. paraqet vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} dhe lagështisë relative RH (%) për betonin e klasës C30/37 me përbërje tre klasat e çimentos R, N, S llogaritur me metodën e kurbaturës nominale (N.C.) për kolonat e holla. Në grafikun e Fig.5.1.c.2., aksi vertikal paraqet përkulshmërinë limite dhe aksi horizontal lagështinë relative RH (%) për secilën klasë të çimentos.

Metoda e kurbaturës nominale N.C.			
λ_{lim}			
RH(%)	Çimento e klasës R	Çimento e klasës N	Çimento e klasës S
45	22.96	22.8	22.62
50	23.22	23.07	22.89
55	23.49	23.34	23.17
60	23.76	23.62	23.45
65	24.04	23.9	23.74
70	24.33	24.19	24.03
75	24.62	24.49	24.33
80	24.92	24.79	24.64

Tab.5.1.c.2. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%.

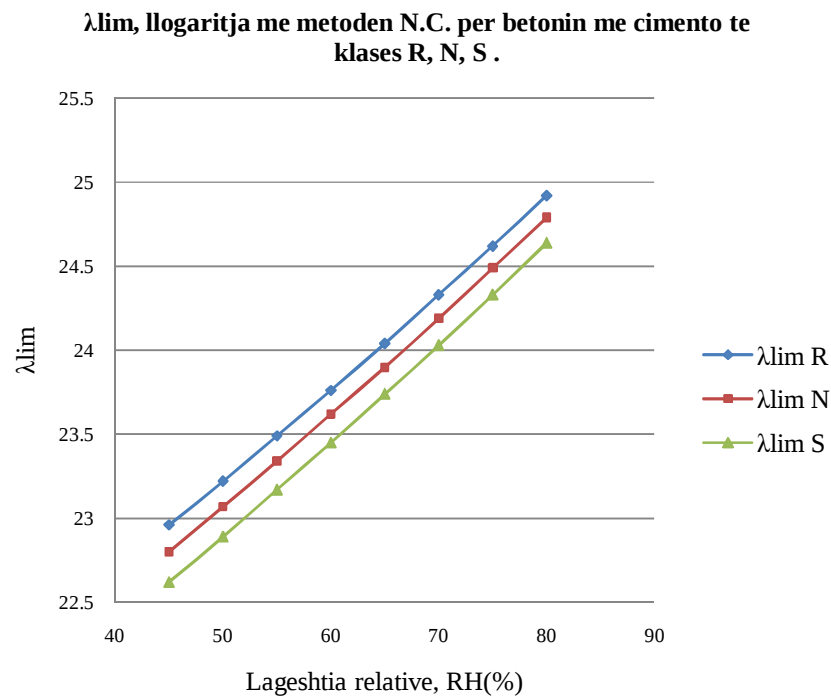


Fig. 5.1.c.2. Përkulshmëria limite λ_{lim} llogaritur me metodën N.C. dhe lagështia relative RH(%) .

Tab.5.1.c.3. paraqet vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} dhe lagështisë relative RH në (%) për betonin e klasës C30/37 me përbërje çimento të klasës R llogaritur me metodën N.S. dhe N.C. Në grafikun e Fig.5.1.c.3., aksi vertikal paraqet përkulshmërinë limite λ_{lim} dhe aksi horizontal lagështinë relative RH (%). Vihet re se përkulshmëria limite është më e madhe në vlerë absolute llogaritur me metodën N.C. Ky ndryshim vjen për shkak të ndikimit në llogaritje të koeficientit efektiv të deformkohës.

λ_{lim}		
Klasa R e çimentos		
RH	Metoda N.S.	Metoda N.C.
45	20.91	22.96
50	21.15	23.22
55	21.4	23.49
60	21.64	23.76
65	21.9	24.04
70	22.16	24.33
75	22.43	24.62
80	22.7	24.92

Tab.5.1.c.3. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%. Klasa R e çimentos.

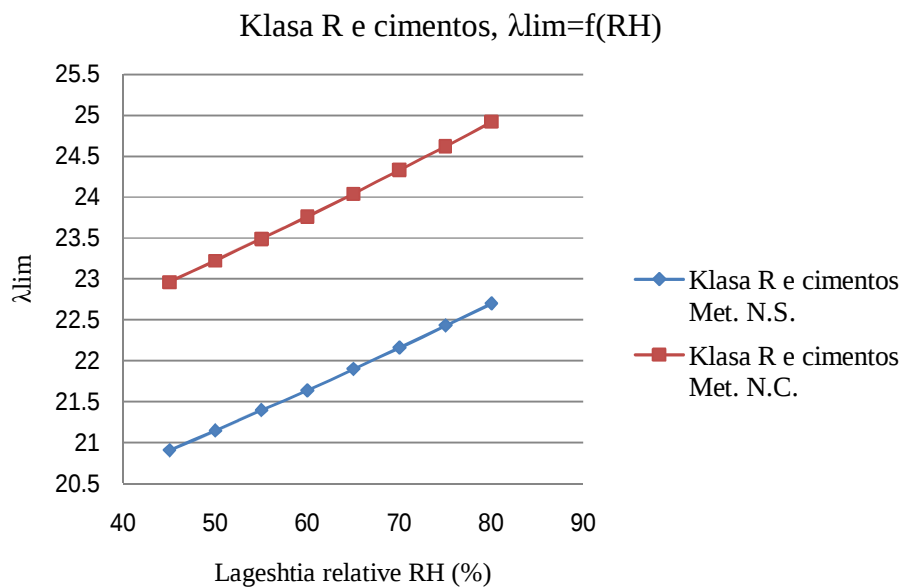


Fig.5.1.c.3. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH% llogaritur për klasën R të çimentos me metodat N.S. dhe N.C.

Tab.5.1.c.4. paraqet vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} dhe lagështisë relative RH në (%) për betonin e klasës C30/37 me përbërje çimento të klasës N llogaritur me metodën N.S. dhe N.C. Në grafikun e Fig.5.1.c.4., aksi vertikal paraqet përkulshmërinë limite λ_{lim} dhe aksi horizontal lagështinë relative RH(%). Vihet re se përkulshmëria limite është më e madhe llogaritur me metodën N.C.

λ_{lim}		
Klasa N e çimentos		
RH	Metoda N.S.	Metoda N.C.
45	20.77	22.8
50	21.01	23.07
55	21.26	23.34
60	21.51	23.62
65	21.77	23.9
70	22.04	24.19
75	22.31	24.49
80	22.59	24.79

Tab.5.1.c.4. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%. Klasa N e çimentos.

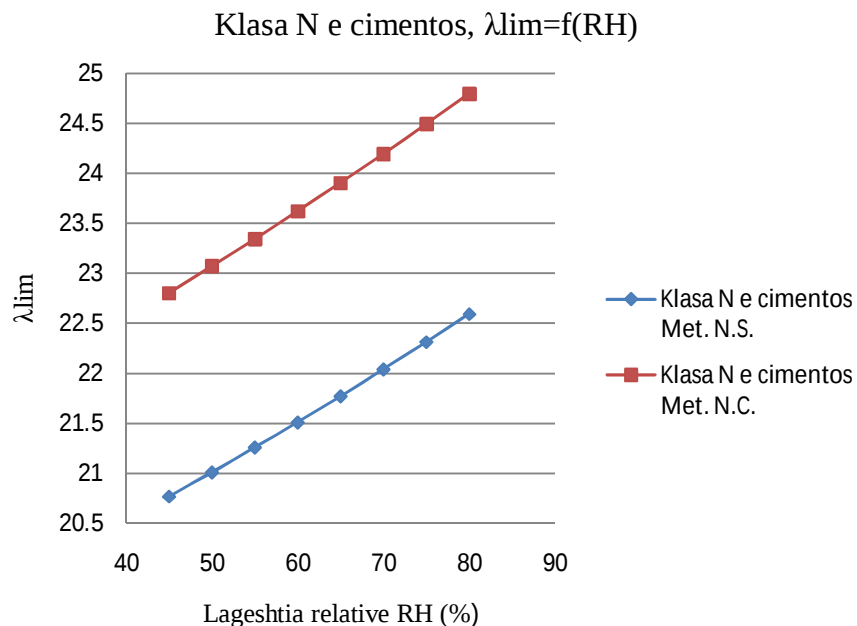


Fig.5.1.c.4. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH% llogaritur për klasën N të çimentos me metodat N.S. dhe N.C.

Tab.5.1.c.5. paraqet vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} dhe lagështisë relative RH në (%) për betonin e klasës C30/37 me përbërje çimento të klasës S llogaritur me metodën N.S. dhe N.C. Në grafikun e Fig.5.1.c.4., aksi vertikal paraqet përkulshmërinë limite λ_{lim} dhe aksi horizontal lagështinë relative RH (%).

λ_{lim}		
Klasa S e çimentos		
RH	Metoda N.S.	Metoda. N.C.
45	20.61	22.62
50	20.85	22.89
55	21.1	23.17
60	21.36	23.45
65	21.62	23.74
70	21.89	24.03
75	22.17	24.33
80	22.45	24.64

Tab.5.1.c.5. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH%. Klasa S e çimentos.

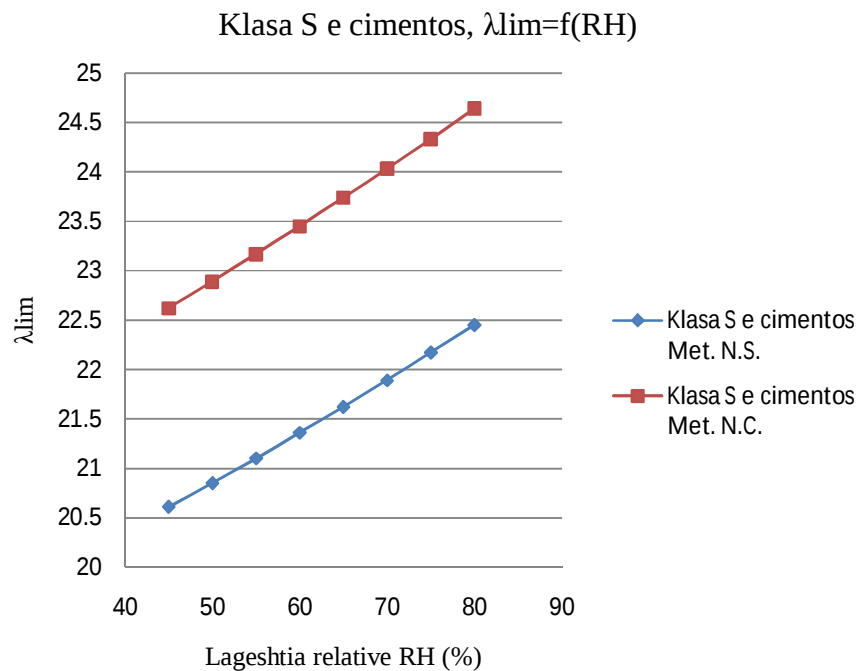


Fig.5.1.c.5. Përkulshmëria limite λ_{lim} dhe lagështia relative RH% llogaritur për klasën S të çimentos me metodat N.S. dhe N.C.

Konkluzion 5.1.c.

1. Vlera e përkulshmërisë limite λ_{lim} është më e madhe në rastin e betonit me përmbajtje çimenton e klasës R më pas me përmbajtje të klasës N dhe vlerat më të vogla të përkulshmërisë limite janë për betonet me përmbajtje çimento të klasës S llogaritur me të dy metodat N.S. dhe N.C.
2. Vlera e përkulshmërisë limite λ_{lim} rritet me rritjen e lagështisë relative RH për të gjitha klasat e çimentos.
3. Vlera e përkulshmërisë limite λ_{lim} llogaritur me metodën N.S. është më e vogël se ajo e llogaritur me metodën N.C. Sipas rekomandimeve të EC2 metoda N.C. është më e përshtatshme për llogaritjen e elementëve të vecuar në krahasim me metodën N.S. e cila mund të përdoret për të gjithë strukturën por edhe për llogaritjen e elementëve të vecuar tip kolonë e hollë duke vlerësuar secilin element në mënyrë të vecantë.
4. Këto konkluzione në vlerësimin e përkulshmërisë limite λ_{lim} shprehin ndikimin e raportit efektiv të deformkohës.

5.1.d. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në shtangësinë EI të elementëve në shtypje prej betoni të armuar llogaritur me metodën N.S. nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës ϕ_{ef} .

Shtangësia e elementëve nën veprimin e forcës normale shtypëse nëpërmjet metodës N.S. përcaktohet me formulën:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 5.1.d.1.$$

Ku K_c është koeficienti i ndikimit të deformkohës të betonit dhe përcaktohet në kapitullin 4.3.

Kur $\rho \geq 0.01$, ku $\rho = A_s/A_c$:

$$K_c = 0.3 / (1 + 0.5\phi_{ef}) \quad 5.1.d.2.$$

Sipas formulae K_c ndikohet nga vlera efektive e deformkohës që përcaktohet me formulën 5.1.d.2.

Në vijim jepet ndikimi i lagështisë relative dhe klasës së çimentos në shtangësinë e elementëve në shtypje prej betoni të armuar llogaritur me metodën N.S. sipas llogaritjeve të paraqitura në tabelat Tab.5.1.1 deri në Tab.5.1.8.

Tab.5.1.d.1. paraqet vlerat e shtangësisë së elementit EI llogaritur për lagështi relative ambjentale RH nga 45-80% për klasën e betonit C30/37 referuar klasifikimit ambjental XC3 për tre tipet e çimentos në përbërje të betonit R, N, S llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S.

Grafiku në Fig.5.1.d. paraqit në aksin vertikal shtangësinë EI dhe në aksin horizontal lagështinë relative RH(%) për të gjitha klasat e çimentos.

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad 5.1.d.3.$$

EI(kN*m²) llogaritur me Metodën N.S.			
RH(%)	Çimento e klasës R	Çimento e klasës N	Çimento e klasës S
45	21027.1	20945.9	20853
50	21168.1	21085.9	20991.8
55	21317.2	21234.1	21138.8
60	21475.3	21391.2	21294.8
65	21643.1	21558.1	21460.6
70	21821.5	21735.6	21637.1
75	22011.6	21925	21825.6
80	22214.7	22127.4	22027

Tab.5.1.d. Shtangësia EI sipas metodës N.S.dhe lagështia relative RH(%).

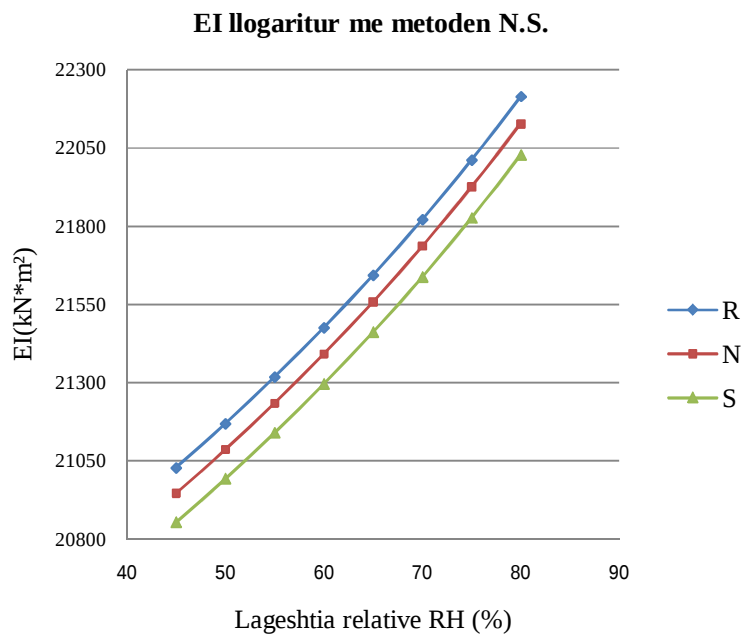


Fig.5.1.d. Shtangësia EI sipas metodës N.S.dhe lagështia relative RH(%).

Konkluzion 5.1.d.

Referuar grafikut të Fig.5.1.d dhe Tab. 5.1.d. shtangësia EI llogaritur me metodën N.S. për elementin në shtypje zvogelohet sipas rendit R, N, S të klasës së çimentos në përbërje të betonit.

5.1.e. Ndikimi i klasës së çimentos dhe lagështisë relative në vlerat e momenteve të rendit të dytë në elementët në shtypje prej betoni të armuar llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S.

Referuar llogaritjes sipas metodës N.S. sipas EC2 momenti perfundimtar llogaritet në kolonat e holla përcaktohet me formulën:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1 \right)} \right] \quad 5.1.e.1.$$

Shtangësia Ei sipas 5.1.d. jepet me formulën:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 5.1.e.2.$$

$$K_c = 0.3 / (1 + 0.5 \varphi_{ef}) \quad 5.1.e.3.$$

Momenti perfundimtar llogaritet referuar efekteve të rendit të dytë ose skemës së deformuar të punës së kolonave të holla është funksion edhe i raportit efektiv të deformkohës φ_{ef} . Sipas 5.1.b. konkluzione 2 rritja e lagështisë relative ambientale RH% sjell zvogëlim të koeficientit efektiv të deformkohës φ_{ef} për betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N, R dhe koeficienti efektiv i deformkohës reduktohet në betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N dhe R përkatësisht.

Tab.5.1.e.1. jep vlerat e momentit përkulës final në llogaritje M_{Ed} në kolonat e holla dhe lagështinë relative RH(%) për betonet e klasës C30/37 në përmbajtje me të tre tippet e çimentos R, N, S përkatësisht.

Grafiku i Fig. 5.1.e. paraqet në aksin vertikal momentet përkulëse të rendit të dytë M_{Ed} (kN*m) dhe në aksin horizontal lagështinë relative RH (%) nga 40%-80% duke konsideruar të gjitha llogaritjet e paraqitura në mënyrë tabelare në Tab.5.1. deri Tab.5.8. për cdo element.

Metoda e shtangesise nominale N.S.			
M_{Ed} (kN*m)			
RH(%)	Çimento e klasës R	Çimento e klasës N	Çimento e klasës S
45	242.77	246.52	250.98
50	236.58	240.14	244.38
55	230.43	233.81	237.83
60	224.33	227.52	231.33
65	218.27	221.29	224.88
70	212.26	215.1	218.48
75	206.29	208.95	212.13
80	200.36	202.86	205.82

Tab.5.1.e.1. Momenti përkulës M_{Ed} dhe lagështia relative RH(%) llogaritur me metodën e shtangësise nominale N.S..

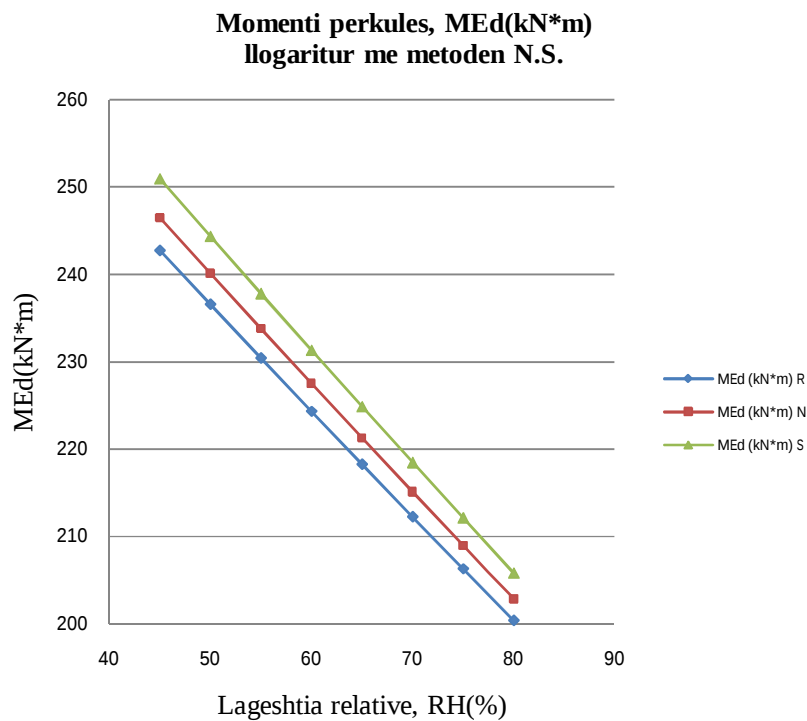


Fig.5.1.e.1. Momenti përkulës M_{Ed} dhe lagështia relative RH(%) llogaritur me metodën e shtangësise nominale N.S.

Konkluzion 5.1.e.

1. Momentet e rendit të dytë të llogaritura me metodën e shtangësisë nominale N.S. zvogëlohen më rritjen e vlerave të lagështisë relative.
2. Përdorimi i çimentos të klasës S në përbërje të betonit sjell rritje të vlerave të momenteve të rendit të dytë sipas N.S. ndërsa përdorimi i çimentos të klasës R zvogëlon momentin e rendit të dytë në elementin në shtypje.

Konkluzion 5.1.

1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficienti efektiv i deforkohës φ_{ef} reduktohet në betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N dhe R përkatësisht.
2. Rritja e lagështisë relative ambjentale RH% sjell zvogëlim të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficientit efektiv të deformkohës φ_{ef} për betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N, R.
3. Vlera e përkulshmërisë limite λ_{lim} rritet për rastin e betonit me përmbajtje çimento e klases R dhe reduktohet për betonet me përmbajtje çimento të klasës S llogaritur me të dy metodat N.S. dhe N.C.
4. Vlera e përkulshmërisë limite λ_{lim} rritet me rritjen e lagështisë relative RH për të gjitha klasat e çimentos.
5. Vlera e përkulshmërisë limite λ_{lim} llogaritur me metodën N.S. është më e vogël se ajo e llogaritur me metodën N.C.
6. Shtangësia EI llogaritur me metodën N.S. për elementin në shtypje zvogëlohet sipas rendit R, N, S të klasës së çimentos në përbërje të betonit.
7. Momentet e rendit të dytë të llogaritura me metodën e shtangësisë nominale N.S. zvogëlohen më rritjen e vlerave të lagështisë relative.
8. Përdorimi i çimentos të klasës S në përbërje të betonit sjell rritje të vlerave të momenteve të rendit të dytë llogaritur sipas metodës N.S. ndërsa përdorimi i çimentos të klasës R zvogëlon momentin e rendit të dytë në elementët në shtypje.

5.2. Ndikimi i përmasave të seksionit të prerjes tërthore të elementit beton arme në koeficientin e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.

Një faktor ndikues në përcaktimin e deformkohës dhe tkurrjes së betonit është raporti i sipërfaqes së seksionit tërthor të elementit me perimetrin e asaj pjese që ekspozohet në ambjentin përreth. Studimi do të përqëndrohet në ndikimin e perimetrit u për tre elementë tip kolonë me siperfaqe të seksionit tërthor të njëjtë. $S=1600\text{mm}^2$.

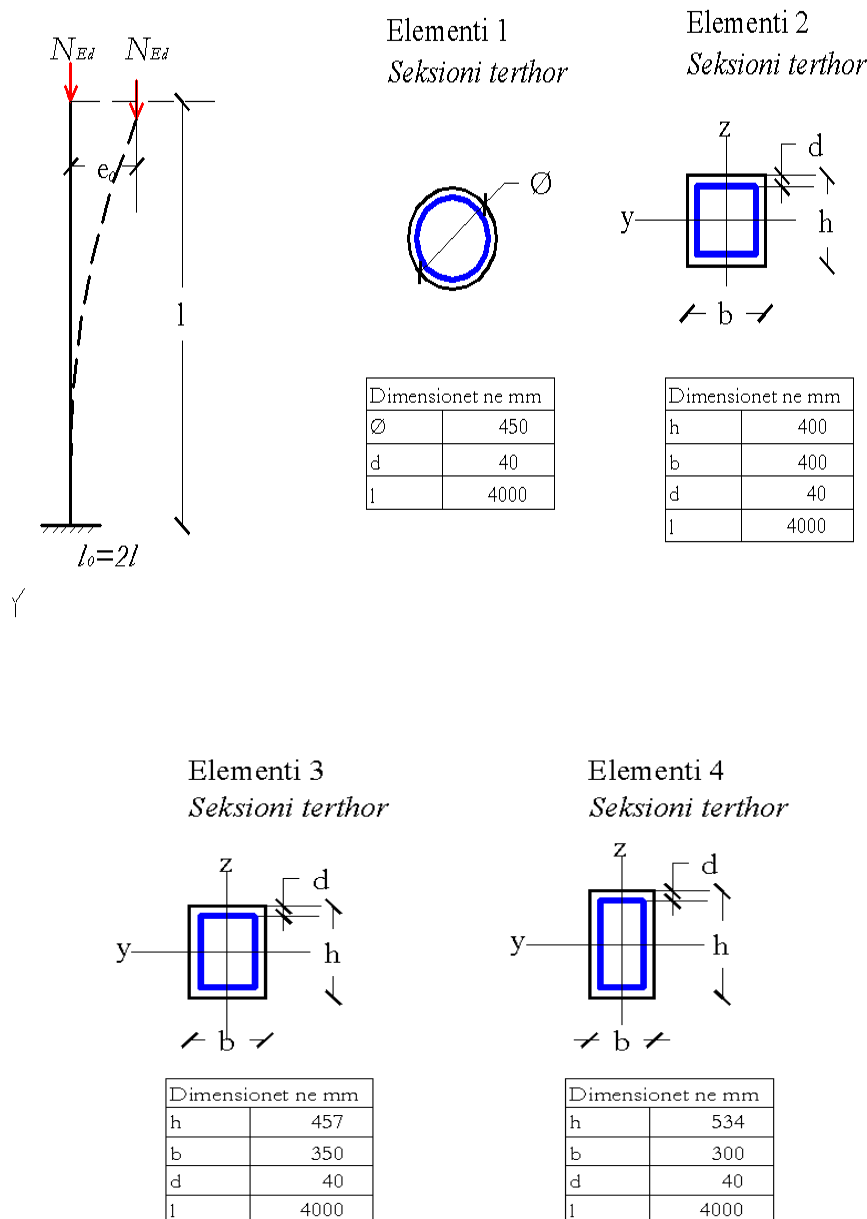


Fig.5.2. 1. Kolona në shtypje me seksione tërthore dhe armaturë të njëjtë.

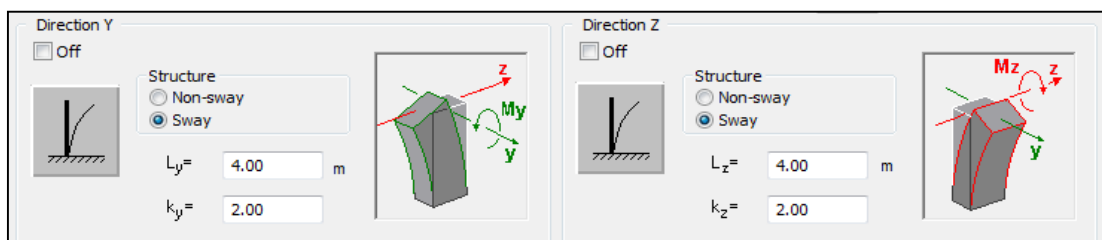


Fig. 5.2.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Në llogaritje janë përzgjedhur katër elementët e mësipërm ku sipërfaqja e seksionit tërthor është e barabartë për gjithë elementët $A_b=1600\text{mm}^2$, lartësia, forca normale shtypëse, klasa e betonit dhe kushtet ambjentale janë të njëjta për të katër tipet e kolonave.

Llogaritja do të bëhet për beton të klasës C30/37, klasë ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse e kolonave është 40mm. Lagështia relative RH% është e njëjtë për të katër rastet 70%. Betoni ka në përbërje çimento të klasës N. Armatura e çelikut ka sipërfaqe $A_s=2512\text{mm}^2$ me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit. Llogaritjet janë bërë me metodën e shtangësisë nominale N.S.

Ngarkesa N_{Ed} është aplikuar në momentin $t_0=28$ ditë. Forca aksiale është $N_{Ed}=2025(\text{kN})$, lartësia e kolonës është 4m dhe gjatësia efektive është $l_0=2\cdot4=8\text{m}$.

Perimetri i ekspozuar i elementëve tip kolonë ndryshon sipas tabelave me pasojë ndryshimin e sipërfaqes së ekspozuar në ambjentin e jashtëm.

Jane bërë dy llogaritje për secilin tip kolone. Në llogaritjen e parë koeficienti i deformkohës dhe koeficienti efektiv i deformkohës është fiksuar 0 ose elementi është llogaritur sikur të mos ndodhë fenomeni i deformkohës dhe në rastin e dytë koeficienti i deformkohës dhe koeficienti efektiv i deformkohës është marrë në llogaritje me vlerën faktike sipas EC 2. Në secilin rast është llogaritur shtangësia me metodën N.S. që është funksion i deformkohës, momenti përkulës i rendit të dytë, koeficienti i përkulshmërisë limite dhe koeficienti i përkulshmërisë së kolonës.

Referuar llogaritjeve të paraqitura në Tab.5.2.1 dhe Tab.5.2.2 parametrat që do të analizohen janë :

1. Raporti efektiv i deformkohës, φ_{ef} .
2. Koeficienti i deformkohës, $\varphi(\infty, t_0)$
3. Shtangësia e elementit me plasje, EI.
4. Momenti llogarites nga efekti i rendit të dytë , M_{ED} .
5. Përkulshmëria limite, λ_{lim} .
6. Perimetri i elementit të ekspozuar në ambjentin e jashtëm, u.

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.2.1.

Metoda	I	I ₀	Kl. cim	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	E _{Iy}	M _{ED}	M _{Edmin}	M ₂	E _{Iz}	φ(∞,t ₀)	U
Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm											y				z					
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)			(kN*m)			(kN*m ²)	(kN*m)			(kN*m ²)		
N.S.	4	8	N	2025	69.28	21.79				0	119.2	40.5		21467.73	40.5	40.5		21467.73	0	1600
N.S.	4	8	N	2025	69.28	19.65				1.44	207.3	40.5		17065.51	40.5	40.5		17065.51	1.94	1600
Kolona φ=450, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm											y				z					
N.S.	4	8	N	2025	71.11	21.75				0	163.6	40.5		18461.41	40.5	40.5		18461.41	0	1413
N.S.	4	8	N	2025	71.11	19.67				1.42	264.8	40.5		16055.96	40.5	40.5		16055.96	1.92	1413

Tab.5.2.2.

Metoda	I	I ₀	Klasa cim	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	1/r	φ _{ef}	M _{Ed}	M _{Edmin}	M ₂	E _{Iy}	M _{ED}	M _{Edmin}	M ₂	E _{Iz}	φ(∞,t ₀)	U
Kolona 300x534, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm											y				z					
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)			(kN*m)			(kN*m ²)	(kN*m)			(kN*m ²)		
N.S.	4	8	N	2025	51.9	28.39				0	40.5	40.5		47270.4	201.16	40.5		17215.12	0	1668
N.S.	4	8	N	2025	51.9	24.17				1.45	40.5	40.5		38351.72	293.84	40.5		15721.02	1.95	1668
Kolona 350x457, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm											y				z					
N.S.	4	8	N	2025	60.64	23.61				0	40.5	40.5		29135.58	167.48	40.5		18298.59	0	1614
N.S.	4	8	N	2025	60.64	20.87				1.44	40.5	40.5		21171.67	203.74	40.5		17150.5	1.95	1614

5.2.a. Ndikimi i përmasave të elementit prej betoni të armuar në raportin efektiv të deformkohës, φ_{ef} .

Nga Tab.5.2.1. dhe Tab.5.2.2. varësia midis perimetrit u të seksionit dhe raportit efektiv të deformkohës jepet në Tab.5.2.a. e përmbledhur për rastin në shqyrtim.

Elementi	N.S.		
	Përmasat(mm)	Perimetri U(mm)	φ_{ef}
1	$\varphi=450$	1413	1.42
2	400x400	1600	1.44
3	350x457	1614	1.44
4	300x534	1668	1.45

Tab.5.2.a. Varësia midis perimetrit u të seksionit dhe raportit efektiv të deformkohës φ_{ef}

Në tabelën Tab.5.2.a. elementët tip kolonë janë renditur në rendin rritës referuar perimetrit të seksionit tërthor për rrjedhojë edhe sipërfaqja e ekspozuar në ambientin e jashtëm rrethues është renditur në rendin rritës.

Raporti efektiv i deformkohës, φ_{ef} është funksion i raportit A_c/u .

$$\varphi_{ef}=f(A_c/u)$$

$A_c=1600\text{mm}^2 \rightarrow$ është sipërfaqja e prerjes tërthore të elementit, që në rastin në shqyrtim është e njëjtë për elementët 1, 2, 3, 4.

$u \rightarrow$ është perimetri i elementit të ekspozuar në atmosferë.

Konkluzion 5.2.a.

1. Duke analizuar Tab.5.2.a. vërehet se elementi 1 me seksion rrethor që ka sipërfaqen e ekspozuar në ambientin e jashtëm më të vogël gjeneron raportin efektiv të deformkohës, φ_{ef} më të vogël krahasuar me elementët e tjerë.
2. Elementi 4 në të cilin raporti i përmasave h/b është më i madh se elementët e tjerë ka raportin efektiv të deformkohës, φ_{ef} më të madh. Kjo shpjegohet me faktin se sa më e madhe të jetë njëra brinjë e kolonës aq më i ndjeshëm është fenomeni i deformkohës në beton.
3. Elementët 2 dhe 3 ku përmasat e seksionit tërthor janë të barabarta (elementi 2) ose afërsisht të barabarta (elementi 3) gjenerojnë të njëjtin raport efektiv të deformkohës, φ_{ef} .

5.2.b. Ndikimi i përmasave të elementit prej betoni të armuar në koeficientin e deformkohës, $\varphi(\infty, t_0)$

Nga Tab.5.2.1. dhe Tab.5.2.2. varësia midis perimetrit u te seksionit dhe raportit efektiv të deformkohës jepet në Tab.5.2.b. e përmbledhur për rastin në shqyrtim.

Elementi	N.S.		
	Seksioni	U	$\varphi(\infty, t_0)$
1	$\varphi=450$	1413	1.92
2	400x400	1600	1.94
3	350x457	1614	1.95
4	300x534	1668	1.95

Tab.5.2.b. Varësia midis perimetrit u te seksionit dhe koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ është funksion i A_c/u .

$$\varphi(\infty, t_0) = f(A_c/u)$$

A_c → është sipërfaqja e prerjes tërthore të elementit, që në rastin në shqyrtim është e njëjtë për elementët 1, 2, 3, 4.

u → është perimetri i elementit të ekspozuar në atmosferë.

Konkluzion 5.2.b.

1. Nga Tab.5.2.b. vërehet se elementi 1 me seksion rrethor që ka sipërfaqen e ekspozuar në ambjentin e jashtëm më të vogël gjeneron koeficientin e deformkohës, $\varphi(\infty, t_0)$ më të vogël krahasuar me elementët e tjerë.
2. Elementi 2 me seksion tërthor katror gjeneron koeficient të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ në vlerë ndërmjet vlerave që lidhen me elementin 1 dhe elementët 3, 4.
3. Në elementët 3 dhe 4 me seksion tërthor katërkendësh këndrejtë kanë koeficient të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ të njëjtë.
4. Perimetrat e elementëve me 2, 3, 4 me seksione katërkendësja këndrejtë janë më të përafërt në vlera numerike se elementi 1 me seksion rrethor. Për rrjedhojë koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për këta elementë është në vlera numerike më të afërta.

5.2.c. Studimi i shtangësisë EI të elementit me plasje në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Nga llogaritjet e paraqitura në Tab.5.2.1. dhe Tab.5.2.2. varësia midis perimetrit u te seksionit dhe shtangësisë EI jepet në Tab.5.2.c.1. dhe Tab.5.2.c.2. ku janë vlerësuar dy nënraste:

- Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ konsiderohet 0 ose deformkoha nuk merret në llogaritje.
- Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ merret në llogaritje me vlerën faktike të llogaritur sipas EC 2.

Drejtimi y

N.S.			(a) $\varphi(\infty, t_0)=0$	(b) $\varphi(\infty, t_0)$	(a)-(b)
Elementi	Seksioni	U	$EI_y(kN*m)$	$EI_y(kN*m)$	$EI_y(a)-EI_y(b)$
1	$\varphi=450$	1413	18461.41	16055.96	2405.45
2	400x400	1600	21467.73	17065.51	4402.22
3	350x457	1614	29135.58	21171.67	7963.91
4	300x534	1668	47270.41	38351.72	8918.69

Tab.5.2.c.1. Shtangësia EI_y e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Drejtimi z

N.S.			(c) $\varphi(\infty, t_0)=0$	(d) $\varphi(\infty, t_0)$	(c)-(d)
Elementi	Seksioni	U	$EI_z(kN*m)$	$EI_z(kN*m)$	$EI_z(a)-EI_z(b)$
1	$\varphi=450$	1413	18461.41	16055.96	2405.45
2	400x400	1600	21467.73	17065.51	4402.22
3	350x457	1614	18298.59	17150.5	1148.09
4	300x534	1668	17215.12	15721.02	1494.1

Tab.5.2.c.2. Shtangësia EI_z e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Sipas metodës së shtangësisë nominale N.S. shtangësia e elementit llogaritet me formulën:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 5.2.c.1.$$

$K_c \rightarrow$ koeficienti i ndikimit të deformkohës.

$K_s \rightarrow$ koeficienti i kontributit të armaturës.

Kur $\rho \geq 0.002$, ku $\rho = A_s/A_c$.

$$K_s=1, \quad K_c=k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad 5.2.c.2.$$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ raporti i deformkohës efektive.

k_1 dhe k_2 janë gjithmonë pozitive.

Kur $\rho \geq 0.01$, ku $\rho = A_s/A_c$.

Si një vlerë alternative mund të merret $K_s=0$, $K_c=0.3/(1 + 0.5\varphi_{ef})$

Momenti përfundimtar llogaritet duke përfshirë dhe momentet e rendit të dytë është:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1 \right)} \right] \quad 5.2.c.3.$$

$M_{0Ed} \rightarrow$ është momenti i rendit të parë.

Duke shtuar në Tab.2.c.1. dhe Tab.2.c.2. ndryshimin në % të shtangësisë së elementit si rezultat i ndikimit të deformkohës jepen Tab.5.2.c.3. dhe Tab.5.2.c.4.

Drejtimi y

N.S.			(a) $\varphi(\infty, t_0)=0$	(b) $\varphi(\infty, t_0)$	(a)-(b)	Ndryshimi në %
Elementi	Seksioni	U	$EI_y(kN*m)$	$EI_y(kN*m)$	$\frac{EI_y(a)-EI_y(b)}{EI_y(b)}$	$[(a)-(b)]/(a)$
1	$\varphi=450$	1413	18461.41	16055.96	2405.45	0.130296115
2	400x400	1600	21467.73	17065.51	4402.22	0.205062203
3	350x457	1614	29135.58	21171.67	7963.91	0.273339676
4	300x534	1668	47270.41	38351.72	8918.69	0.188673845

Tab.5.2.c.3. Shtangësia EI_y e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$. Ndryshimi në %.

Drejtimi z

N.S.			(c) $\varphi(\infty, t_0)=0$	(d) $\varphi(\infty, t_0)$	(c)-(d)	Ndryshimi në %
Elementi	Seksioni	U	$EI_z(\text{kN}\cdot\text{m})$	$EI_z(\text{kN}\cdot\text{m})$	$EI_z(a)-EI_z(b)$	$[(c)-(d)]/(c)$
1	$\varphi=450$	1413	18461.41	16055.96	2405.45	0.130296115
2	400x400	1600	21467.73	17065.51	4402.22	0.205062203
3	350x457	1614	18298.59	17150.5	1148.09	0.062741993
4	300x534	1668	17215.12	15721.02	1494.1	0.086789985

Tab.5.2.c.4. Shtangësia EI_z e seksionit në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$. Ndryshimi në %.

Konkluzion 5.2.c.

Duke krahasuar vlerat e shtangësisë së elementëve për rastin (a) dhe (b) drejtimi y, (c) dhe (d) drejtimi z vërehet se shtangësia ulet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$.

5.2.d. Studimi i momentit llogarites të rendit të dytë, M_{Ed} në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Nga llogaritjet e paraqitura në Tab.5.2.1. dhe Tab.5.2.2. varësia midis perimetrit u te seksionit dhe momentit të rendit të dytë M_{Ed} jepet në Tab.5.2.d. ku janë vlerësuar dy nënraste:

- Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ konsiderohet 0 ose deformkoha nuk merret në llogaritje.
- Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ merret në llogaritje me vlerën faktike të llogaritur sipas EC 2.

Në llogaritjen me metodën e shtangësisë nominale N.S. momenti përkulës M_{Ed} llogaritet sipas seksionit 4.3.A.1.b. me formulën:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1 \right)} \right] \quad 5.2.d.1.$$

Drejtimi y

N.S.			(a) $\varphi(\infty, t_0)=0$	(b) $\varphi(\infty, t_0)$	(b)-(a)
Elementi	Seksioni	U	$M_{Ed}[kN*m]$	$M_{Ed}[kN*m]$	$M_{Ed(b)}-M_{Ed(a)}$
1	$\varphi=450$	1413	163.59	264.83	101.24
2	400x400	1600	119.2	207.26	88.06

Drejtimi z

N.S.			(c) $\varphi(\infty, t_0)=0$	(d) $\varphi(\infty, t_0)$	(d)-(c)
Elementi	Seksioni	U	$M_{Ed}[kN*m]$	$M_{Ed}[kN*m]$	$M_{Ed(d)}-M_{Ed(c)}$
3	350x457	1614	167.48	203.74	36.26
4	300x534	1668	201.16	293.84	92.68

Tab.5.2.d.1. Momenti përkulës llogaritës në varësi të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$.

Konkluzion 5.2.d.

Duke krahasuar vlerat e momenteve përkulës llogaritës për rastin (a) dhe (b) drejtimi y, (c) dhe (d) drejtimi z vërehet se momenti përkulës llogaritës rritet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$.

5.2.e. Studimi i përkulshmërisë limite, λ_{lim} në varësi të raportit efektiv të deformkohës φ_{ef} .

Në Tab.5.2.1. dhe Tab.5.2.2. vërehet varësia midis perimetrit u të seksionit dhe përkulshmërisë limite λ_{lim} . Në Tab.5.2.e. ku janë vlerësuar dy nënraسته:

- Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ konsiderohet 0.
- Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ merret në llogaritje me vlerën faktike të llogaritur sipas EC 2.

Në seksionin 4.2. përkulshmëria limite llogaritet me formulën:

$$\lambda_{lim} = 20 A B C / \sqrt{n} \quad 5.2.e.1.$$

ku: $A = 1/(1 + 0.2 \varphi_{ef})$; $B = \sqrt{1 + 2\omega}$; $C = 1.7 - r_m$; $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$; dhe

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$A_s \rightarrow$ është sipërfaqja totale e armimit

$n \rightarrow$ është forca normale relative ku $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$

$$r_m = M_{01}/M_{02}.$$

λ_{lim} është në përpjestim të drejtë parametrin A i cili llogaritet në varësi të raportit të deformkohës efektive φ_{ef} . Në tabelat Tab.5.2.e.1. dhe Tab.5.2.e.2.janë paraqitur vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} për katër elementët.

N.S., $\varphi_{ef}=0$			
Elementi	Seksioni	U	λ_{lim}
1	$\varphi=450$	1413	21.75
2	400x400	1600	21.79
3	350x457	1614	23.61
4	300x534	1668	28.39

Tab.5.2.e.1. Përkulshmëria limite për $\varphi_{ef}=0$ për katër elementët llogaritës.

N.S., φ_{ef}				
Elementi	Seksioni	U	φ_{ef}	λ_{lim}
1	$\varphi=450$	1413	1.92	19.67
2	400x400	1600	1.94	19.65
3	350x457	1614	1.95	20.87
4	300x534	1668	1.95	24.17

Tab.5.2.e.2. Përkulshmëria limite për φ_{ef} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës.

N.S.			(a) $\varphi_{ef}=0$	(b) φ_{ef}	(a)-(b)
Elementi	Seksioni	U	λ_{lim}	λ_{lim}	
1	$\varphi=450$	1413	21.75	19.67	2.08
2	400x400	1600	21.79	19.65	2.14
3	350x457	1614	23.61	20.87	2.74
4	300x534	1668	28.39	24.17	4.22

Tab.5.2.e.3. Ndryshimi i përkulshmërisë limite për për $\varphi_{ef}=0$ dhe φ_{ef} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës.

Tab.5.2.e.3. paraqet në mënyrë tabelare diferencën e perkulshmërisë limite për $\varphi_{ef}=0$ dhe φ_{ef} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës.

Konkluzion 5.2.e.

1. Duke krahasuar vlerat e perkulshmërisë limite λ_{lim} për $\varphi_{ef}=0$ dhe φ_{ef} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës vërehet se perkulshmëria limite zvogëlohet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$.
2. Sa më simetrik të jetë seksioni aq më i vogël është ndryshimi i perkulshmërisë limite λ_{lim} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës.

Konkluzion 5.2.

1. Elementi 1 me seksion rrethor që ka sipërfaqen e ekspozuar në ambjentin e jashtëm më të vogël gjeneron raportin efektiv të deformkohës, φ_{ef} dhe koeficientin e deformkohës, $\varphi(\infty, t_0)$ më të vogël krahasuar me elementët e tjerë ndërsa elementi 4 në të cilin raporti i përmasave h/b është më i madh se elementët e tjerë ka raportin efektiv të deformkohës, φ_{ef} më të madh.
2. Shtangësia e elementit ulet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$.
3. Momenti perkulës llogaritës rritet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$.
4. Duke krahasuar vlerat e perkulshmërisë limite për $\varphi_{ef}=0$ dhe φ_{ef} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës vërehet se perkulshmëria limite zvogëlohet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$. Sa më simetrik të jetë seksioni aq më i vogël është ndryshimi i perkulshmërisë limite λ_{lim} të llogaritur me metodën N.S. për katër elementët llogaritës.

5.3. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit në deformkohën dhe tkurrjen e betonit.

Një nga faktorët që ndikon në përcaktimin e deformkohës dhe tkurrjes së betonit është gjendja e sforcuar e elementit konstruktiv. Studimi do të përqëndrohet në ndikimin e gjendjes së sforcuar në rastet e llogaritjes së elementëve tip kolonë e hollë referuar elementit tip konsol për të njëjtën klasë betoni C30/37, me përmbajtje çimento të klasës N.

Në llogaritje merret kolona e hollë nga veprimi i forcës normale N sipas skemës në Fig.5.3.2.

Kolona me seksion tërthor katërkëndësh këndrejtë me përmasa 400x400mm me armaturë të shpërndarë uniformisht analizohet kur klasa ambientale është XC3 me lagështi relative mesatare klasifikuar sipas Table 4.1 EN 1992-1-1:2004. Klasa e betonit është C30/37 dhe shtresa mbrojtëse është 40mm. Ngarkesa e aplikuar është në momentin $t_0=28$ ditë. Forca aksiale do të ndryshojë nga $N_{Ed}=1350(\text{kN})$ deri në $N_{Ed}=2700(\text{kN})$, lartësia e kolnës është 4.0m dhe gjatësia efektive është $l_0=2 \cdot 4.0=8\text{m}$.

Për cdo llogaritje do të ndryshohet forca aksiale pa ndryshuar parametrat e tjerë llogaritës për të studjuar influencën e këtij ndryshimi në raportin e deformkohës efektive, koeficientin e deformkohës dhe efektet e rendit të dytë.

Armatura do të jetë e pandryshuar në vlerë $A_s=2512\text{mm}^2$ me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit. Fig. 5.3.2. jep skemen e kolonës në shtypje, dimensionimin e prerjes tërthore, gjatësinë e kolonës, gjatësinë efektive dhe shtresën mbrojtëse.

Llogaritjet janë bërë me metodat NS dhe NC dhe raporti i deformkohës efektive, koeficienti i deformkohës dhe efektet e rendit të dytë janë llogaritur për cdo rast. Rezultatet jepen në mënyrë tabelare dhe grafike. Krahassimi i vlerave konkrete bëhet për cdo llogaritje nëpërmjet tabelave përmbledhëse dhe krahasimit grafik.

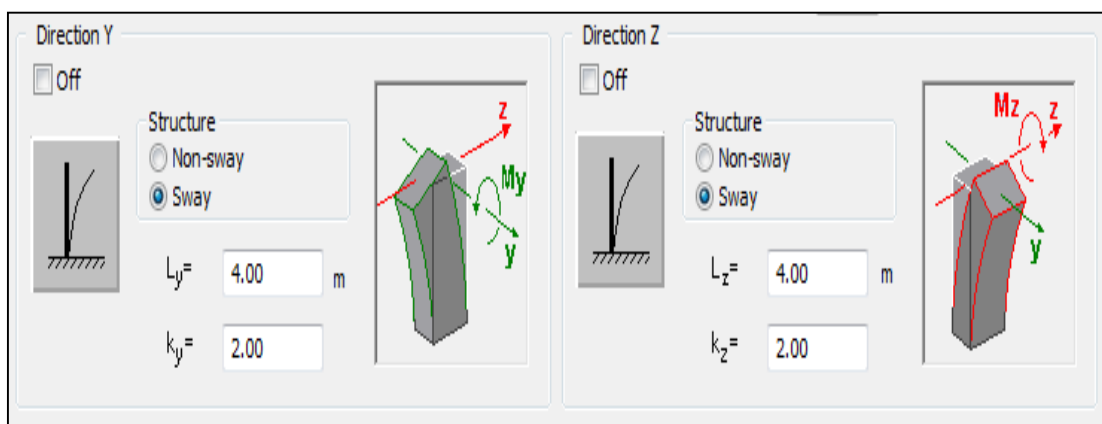


Fig. 5.3.1. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

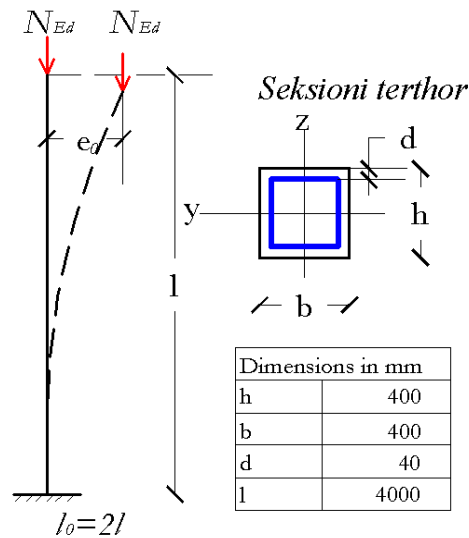


Fig.5.3.2 Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

Llogaritjet për secilin rast janë dhënë në mënyrë tabelare përkatësisht:

Tab.5.3.1. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=1350$ kN.

Tab.5.3.2. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=1620$ kN.

Tab.5.3.3. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=1890$ kN.

Tab.5.3.4. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=2160$ kN.

Tab.5.3.5. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=2430$ kN.

Tab.5.3.6. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. nën veprimin e forcës aksiale llogaritëse $N_{ED}=2700$ kN.

Referuar llogaritjeve me metodën e shtangësisë nominale N.S. sipas 4.3.b.

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 5.3. 1.$$

$$K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

$E_{cd} \rightarrow$ vlera e projektuar e modilit të elasticitetit të betonit dhe $\gamma_{ce} = 1.2$

$I_c \rightarrow$ momenti i inercise se prerjes tërthore të seksionit të betonit.

$E_s \rightarrow$ vlera e modulit të elasticitetit të armaturës.

$I_s \rightarrow$ momenti i rezistencës së sipërfaqes së armaturës rreth qendrës së sipërfaqes së betonit.

$K_c \rightarrow$ koeficienti i ndikimit të deformkohës.

$K_s \rightarrow$ koeficienti i kontributit të armaturës.

Kur $\rho \geq 0.002$, ku $\rho = A_s/A_c$.

$K_s = 1$, $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef})$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ raporti i deformkohës efektive.

$A_s \rightarrow$ sipërfaqja totale e armimit

$A_c \rightarrow$ sipërfaqja e prerjes tërthore të elementit.

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}; \quad k_2 = n \frac{\lambda}{170} < 0.20 \quad 5.3.2.$$

$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ dhe λ është raporti i përkulshmërisë.

Kur $\rho \geq 0.01$, ku $\rho = A_s/A_c$.

Si një vlerë alternative mund të merret $K_s = 0$, $K_c = 0.3 / (1 + 0.5\varphi_{ef})$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ është raporti i deformkohës efektive.

Shtangësia bazohet në modulnë efektive të betonit $E_{cd, eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef})$

Momenti përfundimtar llogaritet duke përfshirë dhe momentet e rendit të dytë është:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1 \right)} \right] \quad 5.3.3.$$

$M_{0Ed} \rightarrow$ është momenti i rendit të parë.

Nga llogaritjet vërehet se nuk ka ndryshim të vlerave të koeficientit të deformkohës dhe koeficientit efektiv të deformkohës pasi sipas procedurës së llogaritjes sipas EC 2 këto dy parametra nuk ndikohen direkt nga gjendja e sforcuar. Seksioni 2.5 dhe grafikët 2.10 dhe 2.11 paraqitin llogaritjen e koeficientit të deformkohës.

Më analitikisht këto llogaritje jepen në mënyrë tabelare në Tab.5.3.1 deri Tab.5.3.6.

Tab.5.3.1.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ_{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	1350	69.28	20.72			12442.91		1.44	106.05	27		27	27		1.94
N.C.	4	8	N	1350	69.28	21.72		0.094		0.01	1.44	153.79	27	126.79	126.79	27	126.79	1.94

Tab.5.3.2.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ_{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	1620	69.28	20.44			13244.5		1.44	185.68	32.4		32.4	32.4		1.94
N.C.	4	8	N	1620	69.28	21.96		0.092		0.01	1.44	181.93	32.4	149.53	149.53	32.4	149.53	1.94

Tab.5.3.3.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ_{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	1890	69.28	20.34			17065.51		1.44	156.63	37.8		37.8	37.8		1.94
N.C.	4	8	N	1890	69.28	21.61		0.089		0.01	1.44	205.92	37.8	168.12	161.46	37.8	161.46	1.94

Tab.5.3.4.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ_{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	2160	69.28	20.21			17914.63		1.44	234.22	43.2		43.2	43.2		1.94
N.C.	4	8	N	2160	69.28	21.34		0.083		0.01	1.44	222	43.2	178.8	178.8	43.2	178.8	1.94

Tab.5.3.5.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ_{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	2430	69.28	20.12			21735.64		1.44	206.64	48.6		48.6	48.6		1.94
N.C.	4	8	N	2430	69.28	21.12		0.078		0.01	1.44	189.54	48.6	189.54	243.41	48.6	194.81	1.94

Tab.5.3.6.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ_{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	2700	69.28	20.04			25556.65		1.44	274.54	54		54	54		1.94
N.C.	4	8	N	2700	69.28	20.95		0.076		0.01	1.44	258.9	54	204.9	204.9	54	204.9	1.94

5.3.a. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betoni të armuar në shtypje në përkulshmërinë limite λ_{lim} nëpërmjet koeficientit të reduktuar të deformkohës.

Nga Tab.5.3.1. deri Tab.5.3.6. janë paraqitur llogaritjet e kolonës së hollë për rastet e ndryshimit të vlerës së forcës aksiale shtypëse që sjell ndryshimin e gjendjes së sforcuar të elementit

Në seksionin 4.2. përkulshmëria limite llogaritet me formulën:

$$\lambda_{lim} = 20 A B C / \sqrt{n} \quad 5.3.a.1.$$

ku: $A = 1/(1 + 0.2 \varphi_{ef})$; $B = \sqrt{1 + 2\omega}$; $C = 1.7 - r_m$; $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$; dhe

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$A_s \rightarrow$ është sipërfaqja totale e armimit

$n \rightarrow$ është forca normale relative ku $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$

$$r_m = M_{01} / M_{02}.$$

λ_{lim} është në përpjestim të drejtë parametrin n i cili llogaritet në varësi të gjendjes së sforcuar të elementit në shtypje. Në tabelën Tab.5.3.a.1. janë paraqitur vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} për secilën gjendje të sforcuar të elementit referuar llogaritjes nga metodat N.S. dhe N.C. përkatësisht.

Në grafikun e Fig.5.3.a., aksi vertikal jep vlerat e përkulshmërisë limite λ_{lim} dhe aksi horizontal paraqit forcën aksiale shtypëse.

N.S		N.C.	
$N_{ED(kN)}$	λ_{lim}	$N_{ED(kN)}$	λ_{lim}
1350	20.72	1350	21.72
1620	20.44	1620	21.96
1890	20.34	1890	21.61
2160	20.21	2160	21.34
2430	20.12	2430	21.12
2700	20.04	2700	20.95

Tab.5.3.a. Përkulshmëria limite λ_{lim} funksion i ngarkesës aksiale N_{ED}

Konkluzion 5.3.a.

Duke krahasuar vlerat e perkulshmërisë limite λ_{lim} të llogaritur me metodat N.S. dhe N.C. për elementët kolonë e hollë zvogëlohen me rritjen e ngarkesës për të dy metodat llogaritëse.

Vlerat më të mëdha të perkulshmërisë limite λ_{lim} janë ato të llogaritura me metodën e kurbaturës nominale N.C.

5.3.b. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betonit të armuar në shtypje tip kolonë e hollë, në shtangësinë e kolonës llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S.

Nga Tab.5.3.1. deri Tab.5.3.6. janë paraqitur llogaritjet e kolonës së hollë për rastet e ndryshimit të vlerës së forcës aksiale shtypëse me pasojë ndryshimin e gjendjes së sforcuar të elementit. Nga llogaritjet sipas metodës së shtangësisë nominale N.S. vihet re rritje e shtangësisë së elementit kolonë me rritjen e shtangësisë nominale.

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 5.3.b.1.$$

$E_{cd} \rightarrow$ vlera e projektuar e modulit të elasticitetit të betonit dhe $\gamma_{ce} = 1.2$

$I_c \rightarrow$ momenti i inercise se prerjes tërthore të seksionit të betonit.

$E_s \rightarrow$ vlera e modulit të elasticitetit të armaturës.

$I_s \rightarrow$ momenti i rezistencës së sipërfaqes së armaturës rreth qendrës së sipërfaqes së seksionit të betonit.

$K_c \rightarrow$ koeficienti i ndikimit të deformkohës.

$K_s \rightarrow$ koeficienti i kontributit të armaturës.

Kur $\rho \geq 0.002$, ku $\rho = A_s/A_c$.

$$K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ raporti i deformkohës efektive.

$A_s \rightarrow$ sipërfaqja totale e armimit

$A_c \rightarrow$ sipërfaqja e prerjes tërthore të elementit.

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} ; \quad k_2 = n \frac{\lambda}{170} < 0.20 \quad 5.3.b.2.$$

$n = N_{ED} / (A_c \cdot f_{cd})$ dhe λ është raporti i perkulshmërisë.

Kur $\rho \geq 0.01$, ku $\rho = A_s/A_c$.

Si një vlerë alternative mund të merret $K_s = 0$, $K_c = 0.3 / (1 + 0.5\varphi_{ef})$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ është raporti i deformkohës efektive.

Shtangësia bazohet në modulën efektive të betonit $E_{cd, eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef})$

Shtangësia llogaritet nëpërmjet koeficientit $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef})$

Ku $k_2 = f(N_{ED} / (A_c \cdot f_{cd}))$

Refruar llogaritjeve nga EC 2 shtangësia e kolonës së hollë prej betoni të armuar ka ndikim pozitiv rritës në varesi të rritjes së forcës aksiale shtypëse. Referuar Tab.5.3.1 deri 5.3.6. varësia e shtangësisë së elementit nga gjendja e sforcuar jepet në Tab.5.3.b.

N.S.	
$N_{ED}(kN)$	$EI (kN \cdot m)$
1350	12442.9
1620	13244.5
1890	17065.5
2160	17914.6
2430	21735.6
2700	25556.7

Tab.5.3.b. Varësia e shtangësisë EI nga forca aksiale shtypëse.

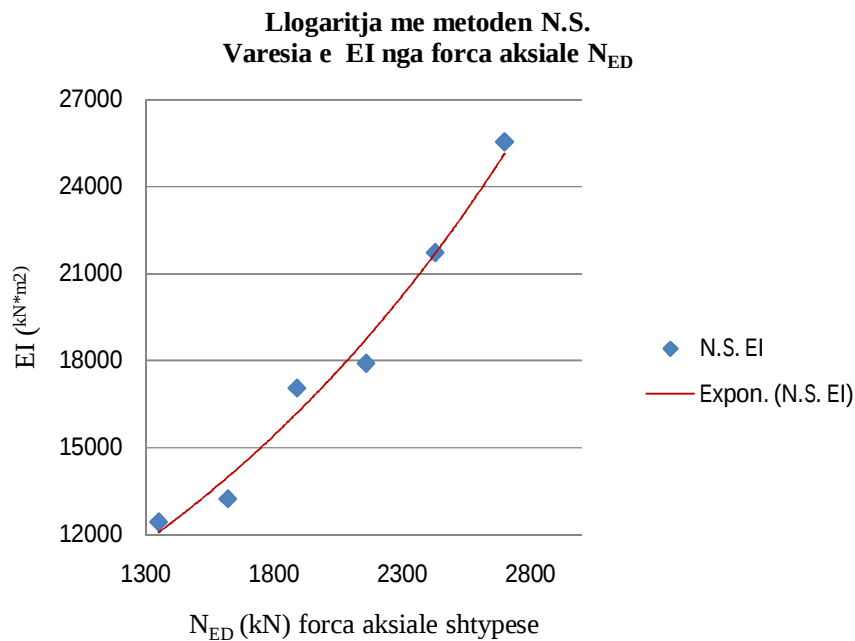


Fig.5.3.b. Varësia e shtangësisë EI nga forca aksiale shtypëse.

Konkluzion 5.3.b.

Me rritjen e forcës aksiale shtypëse në kolonat e holla shtangësia e seksionit rritet sipas një funksioni eksponencial.

5.3.c. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betonit të armuar në shtypje tip kolonë e hollë në momentet e rendit të dytë llogaritur sipas metodave të shtangësisë nominale N.S. dhe metodës së kurbaturës nominale N.C.

N.S.		N.C.	
$N_{ED(kN)}$	$M_{ED(kN*m)}$	$N_{ED(kN)}$	$M_{ED(kN*m)}$
1350	106.05	1350	153.79
1620	185.68	1620	181.93
1890	156.63	1890	205.92
2160	234.22	2160	222
2430	206.64	2430	189.54
2700	274.54	2700	258.9

Tab.5.3.c.1. Ndikimi i gjendjes së sforcuar të elementit prej betonit të armuar në shtypje tip kolonë e hollë, në momentet e rendit të dytë.

N.S.		
$N_{ED(kN)}$	$M_{ED(kN*m)}$	e (cm)
1350	106.05	7.85556
1620	185.68	11.4617
1890	156.63	8.2873
2160	234.22	10.8435
2430	206.64	8.5037
2700	274.54	10.1681

Tab.5.3.c.2. Jashtëqendërsitë për elementët në shtypje llogaritur me metodën N.S.

N.C.		
$N_{ED}(kN)$	$M_{ED}(kN*m)$	e (cm)
1350	153.79	11.3919
1620	181.93	11.2302
1890	205.92	10.8952
2160	222	10.2778
2430	189.54	7.8
2700	258.9	9.58889

Tab.5.3.c.3. Jashtëqendërsitë për elementët në shtypje llogaritur me metodën N.C.

N.S.	N.C.	Ndryshimi
e (cm)	e (cm)	e(N.S.)-e(N.C.) në (cm)
7.855556	11.39185	-3.536296296
11.46173	11.23025	0.231481481
8.287302	10.89524	-2.607936508
10.84352	10.27778	0.565740741
8.503704	7.8	0.703703704
10.16815	9.58889	0.579259259

Tab.5.3.c.4. Ndryshimi i jashtëqendërsisë për elementët në shtypje llogaritur me metodën N.S. dhe N.C.

Konkluzion 5.3.c.

Referuar gjendjes së sforcuar një aksiale kolonat e holla kanë tendencë të rritjes së jashtëqendërsisë me pasojë rritjen e momenteve të rendit të dytë. Deformkoha ndikon në rritjen e vlerave të jashtëqendërsisë.

Konkluzion 5.3.

1. Përkulshmëria limite λ_{lim} e llogaritur me metodat N.S. dhe N.C. për elementët kolonë e hollë zvogëlohet me rritjen e ngarkesës. Vlerat më të mëdha të perkulshmërisë limite λ_{lim} janë ato të llogaritura me metodën e kurbaturës nominale N.C.
2. Me rritjen e forcës aksiale shtypëse në kolonat e holla shtangësia e seksionit rritet sipas një funksioni eksponencial.
3. Referuar gjendjes së sforcuar një aksiale kolonat e holla kanë tendencë të rritjes së jashtëqendërsisë me pasojë rritjen e momenteve të rendit të dytë. Deformkoha ndikon në rritjen e vlerave të jashtëqendërsisë.

5.4. Ndikimi i lagështisë relative ambientale RH% nga 0% deri në 100% në deformkohën dhe tkurrjen e betonit.

Referuar të njëjtës kolonë si në seksionet e mësipërme për lartësi kolone 3m me seksion katror me përmasa 400x400mm

Në vijim të seksionit 5.1. një nga faktorët që ndikojnë në përcaktimin e deformkohës dhe tkurrjes së betonit është lagështia relative ambientale përreth elementit konstruktiv. Studimi në këtë seksion do të përqëndrohet në llogaritjet e elementit tip kolonë e hollë më skemë si në fig. 5.4. për ndryshim të lagështisë ambientale relative nga 0% që konsiderohet ambjenti i thatë deri në 100%. Ndryshimi i indeksit RH% nga 0-100% bëhet për qëllime studimi për të vlerësuar koeficientin e deformkohës dhe raportin efektiv të deformkohës. Llogaritjet janë bërë për klasën C30/37 të betonit me çimento të klasës N.

Në llogaritje merret kolona e hollë nga veprimi i forcës normale N sipas skemës në Fig.5.4.1.

Kolona është me seksion tërthor katërkëndësh këndrejtë me përmasa 40

0x400mm me armaturë të shpërndarë uniformisht në perimetër. Klasa e betonit është C30/37 dhe shtresa mbrojtëse është 40mm. Ngarkesa e aplikuar është në momentin $t_0=28$ ditë. Forca aksiale është $N_{Ed}=2700(kN)$, lartësia e kolonës është 3m dhe gjatësia efektive është $l_0=2\cdot3.0=6m$.

Për cdo llogaritje ndryshohet lagështia relative RH% për të studjuar influencën e saj në raportin e deformkohës efektive, koeficientin e deformkohës dhe efektet e rendit të dytë.

Parametrat e tjerë si forca e aplikuar ($N_{Ed}=2700kN$), klasa e betonit C30/37 dhe armatura $A_s=2512mm^2$ me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit janë mbajtur konstante. Fig. 5.4.1. jep skemen e kolonës në shtypje, dimensionimin e prerjes tërthore, gjatësinë e kolonës, gjatësinë efektive dhe shtresën mbrojtëse.

Llogaritjet janë bërë me metodat NS dhe NC dhe raporti i deformkohës efektive, koeficienti i deformkohës dhe efektet e rendit të dytë janë llogaritur për cdo rast. Rezultatet jepen në mënyrë tabelare dhe grafike. Krahاسimi i vlerave konkrete bëhet për cdo llogaritje nëpërmjet tabelave përmbledhëse dhe grafikëve përkatës.

Llogaritjet për secilin rast janë dhënë në mënyrë tabelare përkatësisht:

Tab.5.4.1. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 0% .

Tab.5.4.2. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 10%

Tab.5.4.3. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 20%

Tab.5.4.4. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 30%

Tab.5.4.5. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 40%

Tab.5.4.6. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 50%

Tab.5.4.7. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 60%

Tab.5.4.8. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 70%

Tab.5.4.9. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 80%

Tab.5.4.10. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 90% .

Tab.5.4.11. paraqit llogaritjen e kolonës me metodat N.S. dhe N.C. për RH 100% .

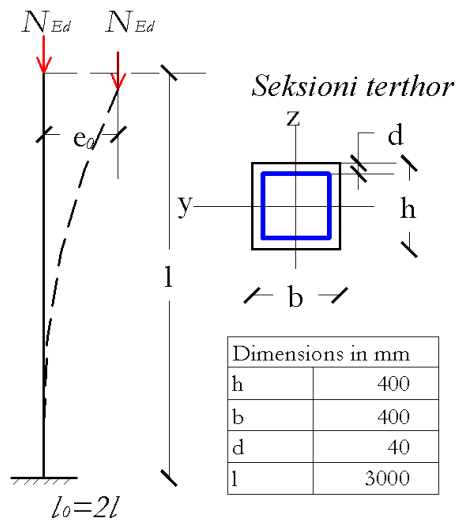


Fig.5.4.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

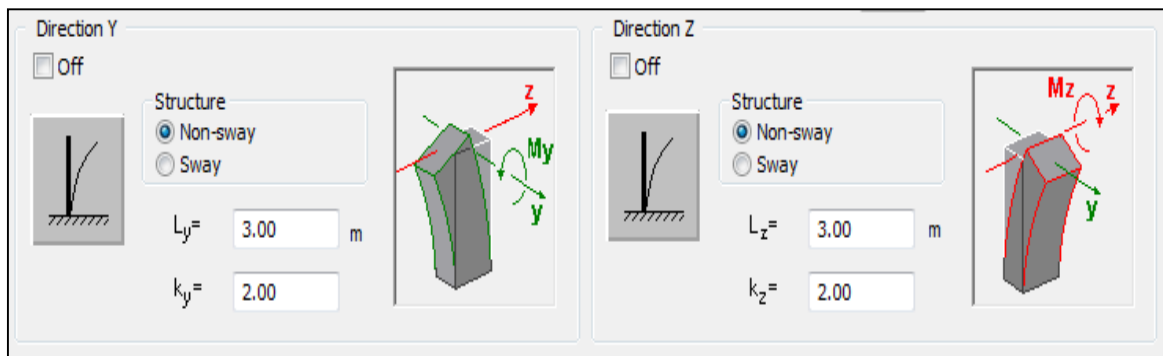


Fig. 5.4.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.4.1

Kolona 400x400, RH=0%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	14.54			15294.92		2.54	130.85	54		54	54		3.42
N.C.	3	6	N	2700	51.96	12.52		0.035		0.01	2.54	134.57	54	94.07	94.07	54	94.07	3.42

Tab.5.4.2

Kolona 400x400, RH=10%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	14.85			15477.54		2.38	127.92	54		54	54		3.21
N.C.	3	6	N	2700	51.96	12.79		0.034		0.01	2.38	132.94	54	92.44	92.44	54	92.44	3.21

Tab.5.4.3

Kolona 400x400, RH=20%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.17			15677.9		2.22	124.91	54		54	54		3
N.C.	3	6	N	2700	51.96	13.07		0.034		0.01	2.22	131.31	54	90.81	90.81	54	90.81	3

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.4.4

Kolona 400x400, RH=30%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.51			15898.73		2.07	121.83	54		54	54		2.79
N.C.	3	6	N	2700	51.96	13.36		0.034		0.01	2.07	129.69	54	89.19	89.19	54	89.19	2.79

Tab.5.4.5

Kolona 400x400, RH=40%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.86			16143.33		1.91	118.67	54		54	54		2.58
N.C.	3	6	N	2700	51.96	13.66		0.032		0.01	1.91	128.06	54	87.56	87.56	54	87.56	2.58

Tab.5.4.6

Kolona 400x400, RH=50%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	16.22			16415.76		1.75	115.43	54		54	54		2.37
N.C.	3	6	N	2700	51.96	13.97		0.032		0.01	1.75	126.43	54	85.93	85.93	54	85.93	2.37

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.4.7

Kolona 400x400, RH=60%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtese 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	16.61			16721.04		1.6	112.1	54		54	54		2.16
N.C.	3	6	N	2700	51.96	14.31		0.031		0.01	1.6	124.8	54	84.3	84.3	54	84.3	2.16

Tab.5.4.8

Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtese 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.88			17065.51		1.44	185.39	54		54	54		1.94
N.C.	3	6	N	2700	51.96	14.65		0.031		0.01	1.44	123.17	54	82.67	82.67	54	82.67	1.94

Tab.5.4.9

Kolona 400x400, RH=80%, Betoni C30/37, , shtresa mbrojtese 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.02			13636.22		1.28	170.41	54		54	54		1.73
N.C.	3	6	N	2700	51.96	15.02		0.03		0.01	1.28	121.54	54	81.04	81.04	54	81.04	1.73

Tab.5.4.10.

Kolona 400x400, RH=90%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.4			14085.63		1.13	156.63	54		54	54		1.52
N.C.	3	6	N	2700	51.96	15.4		0.029		0.01	1.13	119.92	54	79.42	79.42	54	79.42	1.52

Tab.5.4.11.

Kolona 400x400, RH=100%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	I	I ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.81			14606.48		0.97	143.92	54		54	54		1.31
N.C.	3	6	N	2700	51.96	15.81		0.029		0.01	0.97	118.29	54	77.79	77.79	54	77.79	1.31

5.4.a. Ndikimi i lagështisë relative RH% në koeficientin e deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ dhe në raportin efektiv të deformkohës ϕ_{ef} .

Tab.5.4.a. paraqet vlerat e koeficientit të deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ për betonin e klasës C30/37 me përmbajtje të çimentos klasa N referuar tabelave të llogaritjes 5.4.1-5.4.11. Në tabelën e Tab.5.4.a.1. dhe në grafikun e Fig.5.4.a.1., aksi vertikal jep vlerat e koeficientit të deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ dhe aksi horizontal paraqit lagështinë relative RH në (%).

N.S., N.C. $\phi(\infty, t_0)$	
RH%	$\phi(\infty, t_0)$
0	3.42
10	3.21
20	3
30	2.79
40	2.58
50	2.37
60	2.16
70	1.94
80	1.73
90	1.52
100	1.31

Tab.5.4.a.1. Koeficienti i deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ dhe lagështia relative RH në %.

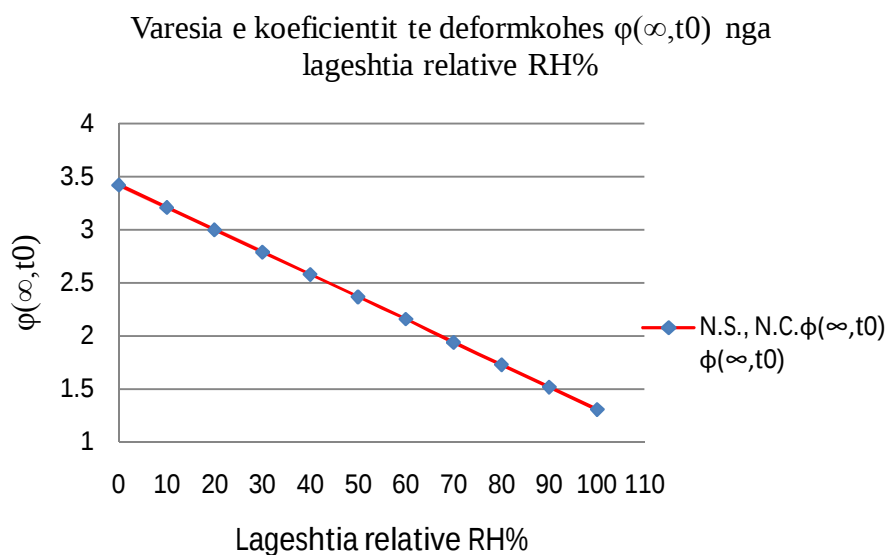


Fig.5.4.a.1. Koeficienti i deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ në funksion të lagështisë relative RH%.

Në tabelën e Tab.5.4.a.2. dhe në grafikun e Fig.5.4.a.2., aksi vertikal jep vlerat e raportit të deformkohës ϕ_{ef} dhe aksi horizontal paraqit lagështinë relative RH(%)referuar tabelave të llogaritjes 5.4.1-5.4.11.

N.S., N.C.	
RH%	ϕ_{ef}
0	2.54
10	2.38
20	2.22
30	2.07
40	1.91
50	1.75
60	1.6
70	1.44
80	1.28
90	1.13
100	0.97

Tab.5.4.a.2. Raporti efektiv i deformkohës ϕ_{ef} dhe lagështia relative RH në %.

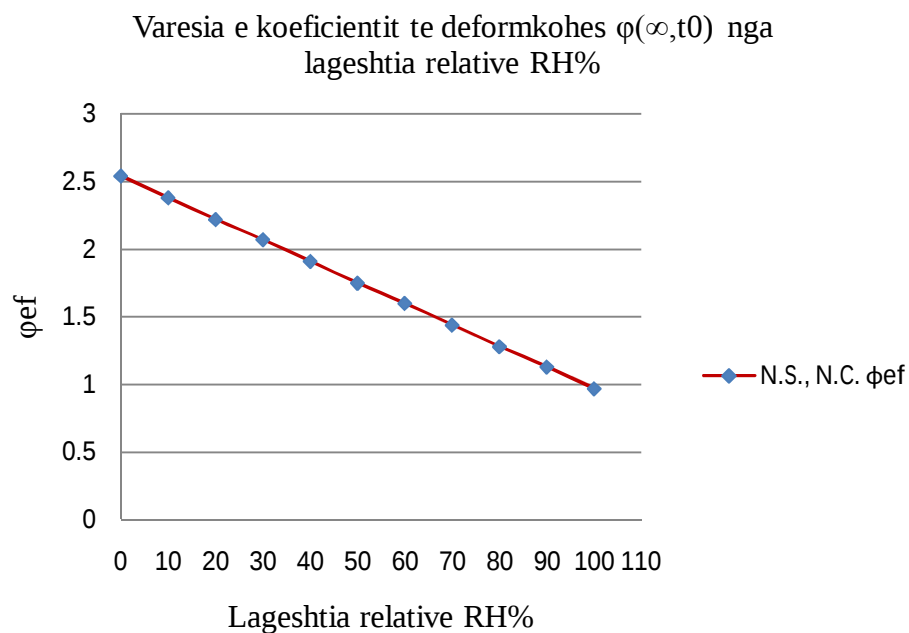


Fig.5.4.a.2. Raporti efektiv i deformkohës ϕ_{ef} dhe lagështia relative RH në %.

Konkluzion 5.4.a.

Kur lagështia relative ambientale RH% rritet koeficienti i deformkohës dhe raporti efektiv i deformkohës së betonit zvogëlohet .

5.4.b. Ndikimi i lagështisë relative RH% në përkulshmërinë kufitare të kolonave të holla nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës.

Përkulshmëria kufitare e kolonave është funksion i deformkohës sipas formulave llogaritëse në seksionin 4.2.

$$\lambda_{lim} = 20 A B C / \sqrt{n} \quad 5.4.b.1.$$

ku: $A = 1/(1 + 0.2 \varphi_{ef})$; $B = \sqrt{1 + 2\omega}$; $C = 1.7 - r_m$; $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$; dhe

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$A_s \rightarrow$ është sipërfaqja totale e armimit

$n \rightarrow$ është forca nrmale relative ku $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$

$\varphi_{ef} \rightarrow$ është raporti efektiv i defomkohës.

Referuar tabelave të llogaritjes 5.4.1-5.4.11 përkulshmëria kufitare është:

RH%	λ_{lim} (N.S.)	λ_{lim} (N.C.)	λ_{lim} (N.S.) - λ_{lim} (N.C.)
0	14.54	12.52	2.02
10	14.85	12.79	2.06
20	15.17	13.07	2.1
30	15.51	13.36	2.15
40	15.86	13.66	2.2
50	16.22	13.97	2.25
60	16.61	14.31	2.3
70	15.88	14.65	1.23
80	15.02	15.02	0
90	15.4	15.4	0
100	15.81	15.81	0

Tab.5.4.b. Përkulshmëria limite λ_{lim} funksion i lagështisë relative RH në %.

Konkluzion 5.4.b.

Nga rezultatet e tabelës 5.4.b. vërehet se me rritjen e lagështisë relative ambjentale RH% rritet përkulshmëria limite λ_{lim} llogaritur me të dy metodat llogaritesë N.S. dhe N.C. Referuar Tab. 5.4.b. diferenca midis vlerave të përkulshmërisë limite llogaritur me parametrat e dy metodave llogaritesë zvogëlohet me rritjen e lagështisë absolute dhe në vlerat 80-100% të RH% nuk ka ndryshim.

5.4.c. Ndikimi i lagështisë relative RH% në momentet e rendit të dytë M_2 dhe shtangësisë EI llogaritur me metodat N.S. dhe N.C. nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës.

Llogaritur me metodën e kurbaturës nominale N.C. vihet re se vlerat e momentit të rendit të dytë M_2 kane tendencë në ulje me rritjen e lagështisë relative nga 0% deri në 100%.

N.C.	
RH%	M_2 (kN*m)
0	94.07
10	92.44
20	90.81
30	89.19
40	87.56
50	85.93
60	84.3
70	82.67
80	81.04
90	79.42
100	77.79

Tab.5.4.c.1. Momentet e rendit të dytë M_2 funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

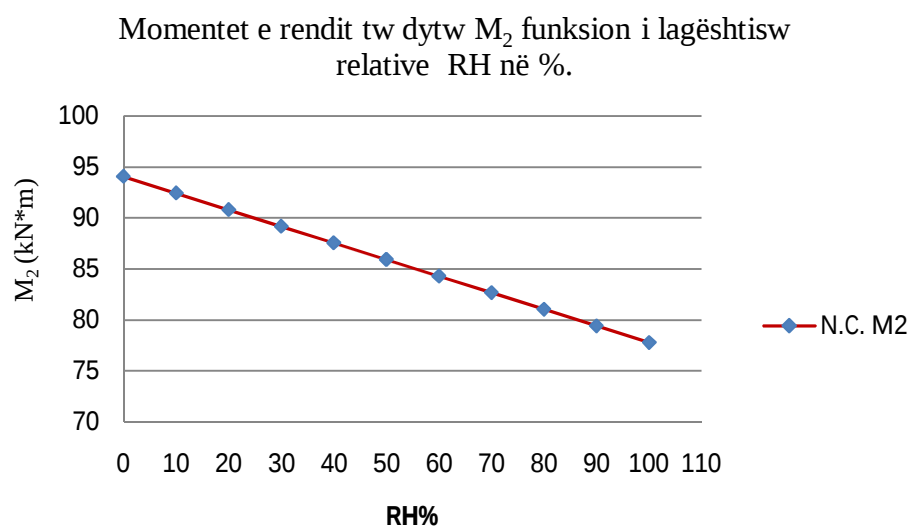


Fig.5.4.c.1. Momentet e rendit të dytë M_2 funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

Llogaritur me metodën e kurbaturës nominale N.C. vihet re se vlerat e momentit përfundimtar llogarites të rendit të dytë duke marrë në llogaritje të gjithë faktorët, deformueshmërinë në planin tjetër dhe jashtëqendërsinë aksidentale, M_{ED} kanë tendencë në ulje me rritjen e lagështisë relative nga 0% deri në 100%.

N.C.	
RH%	M_{ED} (kN*m)
0	134.57
10	132.94
20	131.31
30	129.69
40	128.06
50	126.43
60	124.8
70	123.17
80	121.54
90	119.92
100	118.29

Tab.5.4.c.2. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

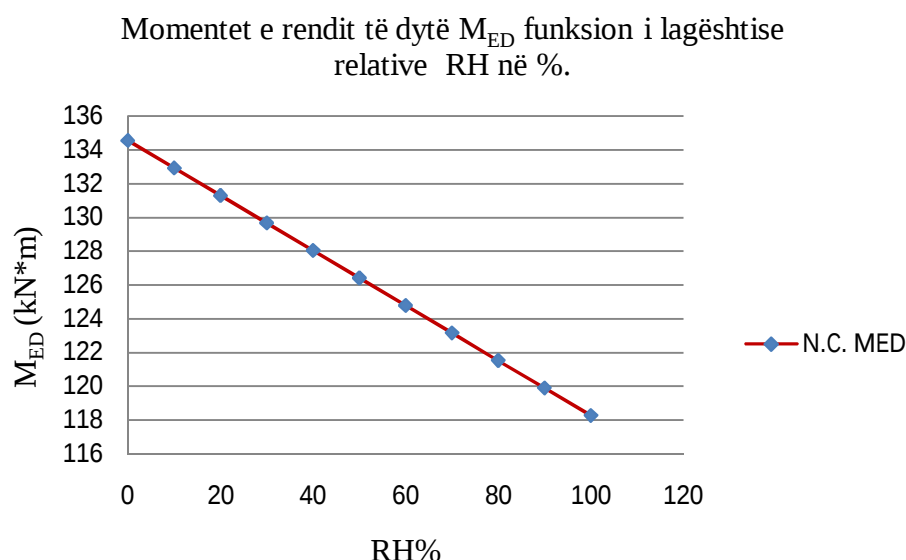


Fig.5.4.c.2. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.C.

Llogaritur me metodën e shtangësisë nominale N.S. vihet re se vlerat e momentit përfundimtar llogaritës të rendit të dytë duke marrë në llogaritje të gjithë faktorët, deformueshmërinë në planin tjetër dhe jashtëqendërsinë aksidentale, M_{ED} kanë tendencë në ulje me rritjen e lagështisë relative nga 0% deri në 60%. Për vlerën e $RH\%=70\%$ vërehet një rritje e momentit të rendit të dytë M_{ED} sipas tabelës përmbledhëse Tab.5.4.c.3.

N.S.	
RH%	M_{ED} (kN*m)
0	130.85
10	127.92
20	124.91
30	121.83
40	118.67
50	115.43
60	112.1
70	185.39
80	170.41
90	156.63
100	143.92

Tab.5.4.c.2. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S.

[1]	[2]	[3]	[4]
RH%	$M_{ED (N.S.)}$ (kN*m)	$M_{ED (N.C.)}$ (kN*m)	[3]-[4] (kN*m)
0	130.85	134.57	3.72
10	127.92	132.94	5.02
20	124.91	131.31	6.4
30	121.83	129.69	7.86
40	118.67	128.06	9.39
50	115.43	126.43	11
60	112.1	124.8	12.7
70	185.39	123.17	-62.22
80	170.41	121.54	-48.87
90	156.63	119.92	-36.71
100	143.92	118.29	-25.63

Tab.5.4.c.3. Momentet përkulëse M_{ED} funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S. dhe N.C.

Duke analizuar rezultatet krahasuese të vlerave të momenteve të rendit të dytë ndikim direkt ka raporti efektiv i deformkohës funksion i lagështisë relative RH%. Llogaritur me dy metodat llogaritëse N.S. dhe N.C. nga EC2 për betonin C30/37 vihet re në kolonën [4] ku shprehen ndryshimet e momenteve të rendit të dytë $M_{ED (N.C.)} - M_{ED (N.S.)}$ për lagështi relative 0-70% momentet $M_{ED (N.C.)} > M_{ED (N.S.)}$ ndersa për lagështi relative 70-100% momentet $M_{ED (N.C.)} < M_{ED (N.S.)}$.

Në metodën N.S. bazë për llogaritjen e kolonave të holla është shtangësia EI.

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 5.4.c.1.$$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{ce}$$

$E_{cd} \rightarrow$ vlera e projektuar e modilit të elasticitetit të betonit dhe $\gamma_{ce} = 1.2$

$I_c \rightarrow$ momenti i inercise së prerjes tërthore të seksionit të betonit.

Duke ndarë dhe analizuar formulën që llogarit EI pjesa e parë e formulës ($K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c$) që jep kontributin e betonit ku koeficienti K_c shpreh ndikimin e deformkohës.

($K_s \cdot E_s \cdot I_s$) jep kontributin e armaturës në shtangësinë EI.

N.S. C30/37	
RH%	EI(kN*m ²)
0	15294.9
10	15477.5
20	15677.9
30	15898.7
40	16143.3
50	16415.8
60	16721
70	17065.5
80	13636.2
90	14085.6
100	14606.5

Tab.5.4.c.4. Shtangësia EI funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S.

Në tabelat Tab.5.4.c.5, Tab.5.4.c.6, Tab.5.4.c.7, janë paraqitur llogaritjet për elementin e Fig.5.4.1. duke mbajtur të gjithë parametrat e pandryshuar por duke ndryshuar klasën e betonit përkatësisht në C25/30, C30/37 DHE C35/40.

Elementi kolonë ne shtypje ndodhet nën të njëjtën gjendje të sforcuar pasi forca aksiale për të tre kolonat është e pandryshuar. Janë llogaritur shtangësia EI(kN*m), përkulshmëria kufitare λ_{lim} , koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} në varësi të ndryshimit të lagështisë relative RH% nga 0-100%.

Duke analizuar parametrat vërehet se shtangësia EI rritet me rritjen e lagështisë RH%, koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ zvogëlohet me rritjen e lagështisë RH%, raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} zvogëlohet me rritjen e lagështisë RH%, përkulshmëria kufitare λ_{lim} rritet me rritjen e lagështisë RH%.

Shihet një përjashtim për betonin C35/40 për lagështi 70% vihet re ulje e përkulshmërisë kufitare λ_{lim} , por vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportit efektiv të deformkohës φ_{ef} ndjekin rregullin e zvogëlimit të vlerave.

N.S. C25/30 cim. klasa N				
RH%	EI(kN*m ²)	φ_{ef}	$\varphi(\infty, t_0)$	λ_{lim} N.S.
0	14540.21	2.87	3.87	13.35
10	14696.6	2.69	3.63	13.67
20	14869.13	2.51	3.38	14.01
30	15060.44	2.32	3.14	14.34
40	15273.77	2.14	2.89	14.71
50	15513.16	1.96	2.65	15.09
60	15783.68	1.78	2.41	15.49
70	16091.85	1.6	2.16	15.92
80	16446.1	1.42	1.92	16.36
90	16857.6	1.24	1.67	16.84
100	17341.4	1.06	1.43	17.37

Tab.5.4.c.5. Llogaritja e EI, φ_{ef} , $\varphi(\infty, t_0)$ funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S. për betonin e klasës C25/30

N.S. C30/37 cim. klasa N				
RH%	EI(kN*m ²)	φ_{ef}	$\varphi(\infty, t_0)$	λ_{lim} N.S.
0	15294.92	2.54	3.42	14.54
10	15477.54	2.38	3.21	14.85
20	15677.9	2.22	3	15.17
30	15898.73	2.07	2.79	15.51
40	16143.33	1.91	2.58	15.86
50	16415.76	1.75	2.37	16.22
60	16721.04	1.6	2.16	16.61
70	17065.51	1.44	1.94	15.88
80	13636.22	1.28	1.73	15.02
90	14085.63	1.13	1.52	15.4
100	14606.48	0.97	1.31	15.81

Tab.5.4.c.6. Llogaritja e EI, φ_{ef} , $\varphi(\infty, t_0)$ funksion i lagështisë relative RH në %, llogaritur me metodën N.S. për betonin e klasës C30/37.

N.S. betoni C35/45, çimento klasa N				
RH%	EI(kN*m ²)	φ_{ef}	$\varphi(\infty, t_0)$	λ_{lim} N.S.
0	12520.12	2.21	2.98	13.79
10	12733.73	2.07	2.8	14.05
20	12966.46	1.94	2.62	14.31
30	13220.99	1.81	2.45	14.59
40	13500.54	1.68	2.27	14.88
50	13808.99	1.55	2.09	15.18
60	14151.06	1.42	1.91	15.49
70	14532.57	1.28	1.73	15.81
80	14960.76	1.15	1.56	16.15
90	15444.75	1.02	1.38	16.5
100	15996.2	0.89	1.2	16.87

Tab.5.4.c.7. Varësia e EI, φ_{ef} , $\varphi(\infty, t_0)$ dhe λ_{lim} funksion i lagështisë relative RH %, llogaritur me metodën N.S. për betonin e klasës C35/45.

Konkluzion 5.4.c.

1. Me rritjen e lagështisë relative ambientale RH% zvogëlohen momentet e rendit të dytë të llogaritur me dy metodat llogaritesë N.S. dhe N.C.
2. Për lagështi relative 0-100% vërehet se shtangësia EI rritet me rritjen e lagështisë ambientale RH%.
3. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} zvogëlohen me rritjen e lagështisë RH% ndërsa përkulshmëria kufitare λ_{lim} rritet me rritjen e lagështisë RH%.

Konkluzion 5.4.

1. Kur lagështia relative ambientale RH% rritet koeficienti i deformkohës dhe raporti efektiv i deformkohës së betonit zvogëlohet .
2. Me rritjen e lagështisë relative ambientale RH% rritet përkulshmëria limite λ_{lim} llogaritur me të dy metodat llogaritesë N.S. dhe N.C.
3. Me rritjen e lagështisë relative ambientale RH% zvogëlohen momentet e rendit të dytë të llogaritur me dy metodat llogaritesë N.S. dhe N.C.

5.5. Ndikimi i klasës së betonit në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.

Në llogaritje do të analizohet kolona me lartësi 3m me seksion tërthor katërkëndësh kënddrejtë me përmasa 400x400mm dhe armaturë të shpërndarë uniformisht në perimetër me lagështi relative mesatare $RH=70\%$. Shtresa mbrojtëse është 40mm e ngarkesa e aplikuar vepron për herë të parë në momentin $t_0=28$ ditë për forcë aksiale $N_{Ed}=2700(kN)$. Lartësia e kolonës është 3m dhe gjatësia efektive është $l_0=2\cdot 3.0=6m$.

Për cdo llogaritje ndryshohet klasa e betonit për të studjuar influencën në raportin e deformkohës efektive, koeficientin e deformkohës dhe efektet e rendit të dytë.

Forca e aplikuar ($N_{Ed}=2700kN$), armatura $A_s=2512mm^2$ me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit janë mbajtur konstante. Fig. 5.5.1. dhe Fig.5.5.2. jep skemën e kolonës në shtypje, dimensionimin e prerjes tërthore, gjatësinë e kolonës, gjatësinë efektive dhe shtresën mbrojtëse.

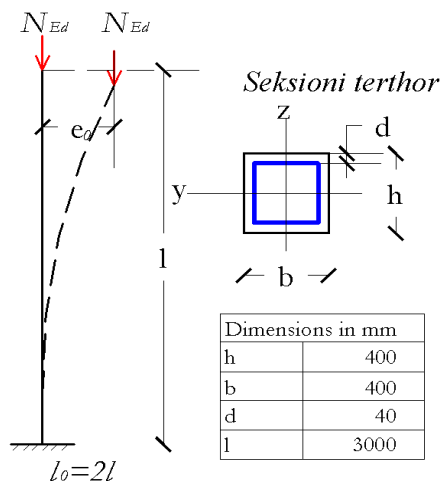


Fig.5.5.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

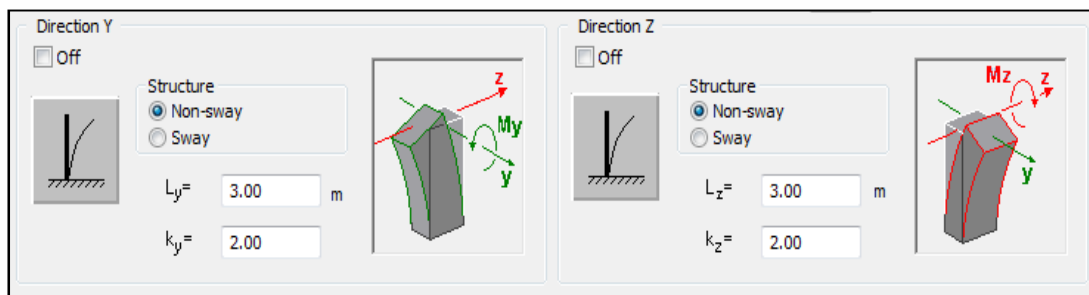


Fig. 5.5.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab. 5.5.1.

Kol.400x400, RH=70%, Betoni C20/25, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	16			19070.64		1.74	119.23	54		54	54		2.35
N.C.	3	6	N	2700	51.96	14.89		0.024		0.01	1.74	106.57	54	66.07	66.07	54	66.07	2.35

Tab. 5.5.2.

Kol.400x400, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.92			16091.85		1.6	119.31	54		54	54		2.16
N.C.	3	6	N	2700	51.96	13.5		0.021		0.01	1.6	96.43	54	55.93	55.93	54	55.93	2.16

Tab. 5.5.3.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.88			17065.51		1.44	185.39	54		54	54		1.94
N.C.	3	6	N	2700	51.96	14.65		0.031		0.01	1.44	123.17	54	82.67	82.67	54	82.67	1.94

Tab. 5.5.4.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C35/45, shtresa mbrojtese 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t0)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m2)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.81			14532.57		1.28	145.55	54		54	54		1.73
N.C.	3	6	N	2700	51.96	15.81		0.039		0.01	1.28	144.53	54	104.03	104.03	54	104.03	1.73

Tab. 5.5.5.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C40/50, shtresa mbrojtese 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t0)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m2)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	16.9			15404.06		1.16	129.07	54		54	54		1.57
N.C.	3	6	N	2700	51.96	16.9		0.045		0.01	1.16	162.13	54	121.63	121.63	54	121.63	1.57

Tab. 5.5.6.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C45/55, shtresa mbrojtese 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl.	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t0)
	(m)	(m)	cim.	(kN)			(m)	(m)	(kN*m2)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	N	2700	51.96	17.92			15532.43		1.06	127.07	54		54	54		1.44
N.C.	3	6	N	2700	51.96	17.92		0.051		0.01	1.06	176.91	54	136.41	136.41	54	136.41	1.44

5.5.a. Ndikimi i klasës së betonit në koeficientin e deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ dhe në raportin efektiv të deformkohës ϕ_{ef} .

Tab.5.5.a.1.dhe grafiku Fig.5.5.a.1. paraqesin vlerat e koeficientit të deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ llogaritur për klasa të ndryshme betoni me përmbajtje të çimentos së klasës N sipas tabelave të llogaritjes 5.5.1-5.5.6. për lagështinë relative RH=70% llogaritur me metodat N.S., N.C.

N.S., N.C.	
Klasa e betonit C	$\phi(\infty, t_0)$
C 20/25	2.35
C 25/30	2.16
C 30/37	1.94
C 35/45	1.73
C 40/50	1.57
C 45/55	1.44

Tab.5.5.a.1. Koeficienti i deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ funksion i klasës së betonit.

Varesia midis koeficientit të deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ dhe klases së betonit

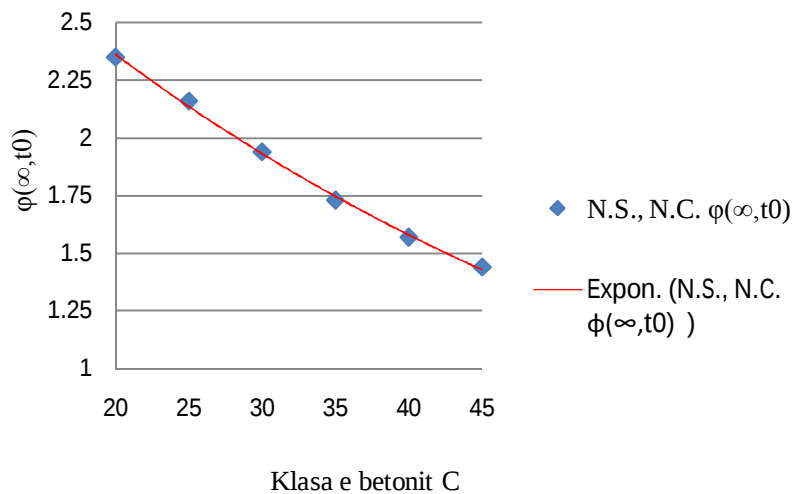


Fig.5.5.a.1. Koeficienti i deformkohës $\phi(\infty, t_0)$ funksion i klasës së betonit.
Tab.5.5.a.2. dhe grafiku Fig.5.5.a.2. paraqesin vlerat e raportit efektiv të deformkohës ϕ_{ef} llogaritur për klasa të ndryshme betoni me përmbajtje të

çimentos së klasës N sipas tabelave të llogaritjes 5.5.1-5.5.6. për lagështinë relative RH=70% llogaritur me metodat N.S., N.C.

N.S., N.C.	
Klasa e betonit C	φ_{ef}
C 20/25	1.74
C 25/30	1.6
C 30/37	1.44
C 35/45	1.28
C 40/50	1.16
C 45/55	1.06

Tab.5.5.a.2. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} funksion i klasës së betonit.

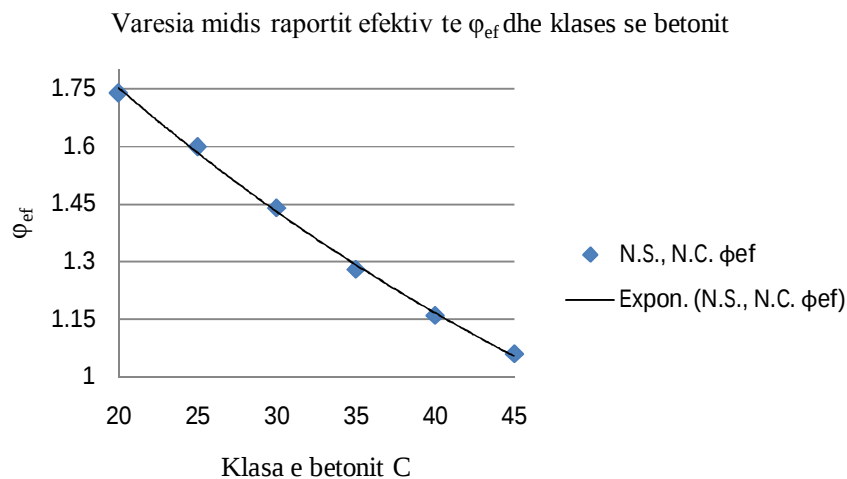


Fig.5.5.a.2. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} funksion i klasës së betonit.

Konkluzion 5.5.a.

Me rritjen e rritjen e klasës së betonit koeficienti i deformkohes $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohes φ_{ef} zvogëlohet llogaritur me dy metodat llogaritesë N.S. dhe N.C.

5.5.b. Ndikimi i klasës së betonit në përkulshmërinë kufitare λ_{lim} , koeficientin k_c dhe jashtëqendërsinë nëpërmjet raportit efektiv të deformkohës.

Tab.5.5.b.1.paraqet vlerat e përkulshmërisë kufitare llogaritur për klasa të ndryshme betoni me përmbajtje të çimentos së klasës N sipas tabelave të

llogaritjes 5.5.1-5.5.6. për lagështinë relative RH=70% llogaritur me metodat N.S., N.C.

Klasa e betonit C	λ_{lim} (N.S.)	λ_{lim} (N.C.)
C 20/25	16	14.89
C 25/30	15.92	13.5
C 30/37	15.88	14.65
C 35/45	15.81	15.81
C 40/50	16.9	16.9
C 45/55	17.92	17.92

Tab.5.5.b.1. Përkulshmëria kufitare λ_{lim} funksion i klasës së betonit.

Tab.5.5.b.2.paraqet vlerat e koeficientit k_c llogaritur për klasa të ndryshme betoni me përmbajtje të çimentos së klasës N sipas tabelave të llogaritjes 5.5.1-5.5.6. për lagështinë relative RH=70% llogaritur me metodën N.S.

Metoda e shtangësisë nominale N.S.	
Klasa e betonit C	k_c
C 20/25	0.07
C 25/30	0.09
C 30/37	0.1
C 35/45	0.12
C 40/50	0.13
C 45/55	0.12

Tab.5.5.b.2. Koeficienti k_c funksion i deformkohës dhe klasës së betonit llogaritur me metodën N.S.

Shtangësia EI e llogaritur me metodën e shtangësisë nominale përcaktohet sipas 4.3.b. me formulën:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad 5.5.b.1.$$

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad 5.5.b.2.$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} ; k_2 = n \frac{\lambda}{170} < 0.20 \quad 5.5.b.3.$$

Në Tab.5.5.b.2. vihet re se me rritjen e klasës së betonit Koeficienti k_c rritet.

Tab.5.5.b.3. dhe grafiku Fig.5.5.b.3. paraqesin vlerat e raportit efektiv të deformkohës φ_{ef} llogaritur për klasa të ndryshme betoni me përmbajtje të çimentos së klasës N sipas tabelave të llogaritjes 5.5.1-5.5.6. për lagështinë relative RH=70% llogaritur me metodat N.C., dhe jashtëqendërsinë e rendit të dytë ndikuar nga skema e deformuar e kolonës së hollë llogaritur me metodën N.C.

Metoda e kurbaturës nominale N.C.		
Klasa e betonit C	φ_{ef}	e_2 (cm)
C 20/25	1.74	2.4
C 25/30	1.6	2.1
C 30/37	1.44	3.1
C 35/45	1.28	3.9
C 40/50	1.16	4.5
C 45/55	1.06	5.1

Tab.5.5.b.3. Raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} dhe jashtëqendërsia e_2 funksion i klasës së betonit llogaritur me metodën N.C.

Varesia jashtëqendërsisë e_2 dhe klases së betonit

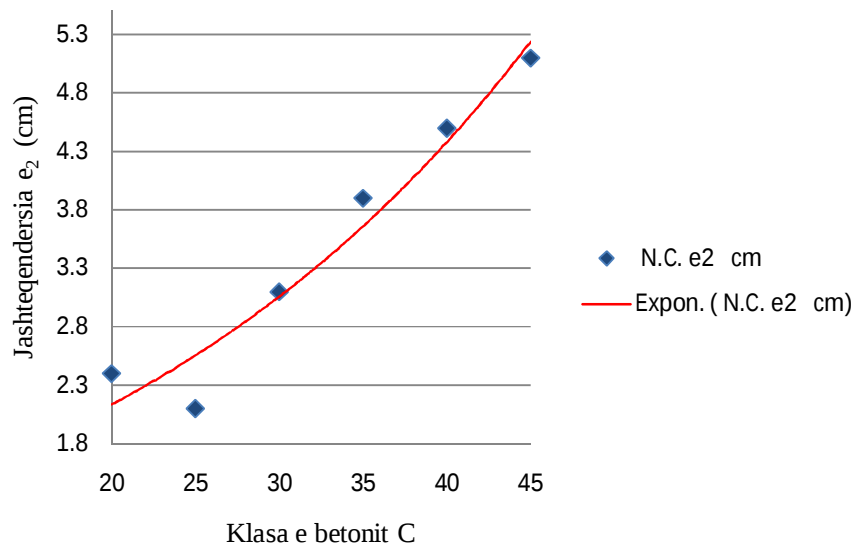


Fig.5.5.a.5. Jashtëqendërsia e_2 funksion i klasës së betonit llogaritur me metodën N.C.

Konkluzion 5.5.b.

Me rritjen e rritjen e klasës së betonit vlerat e përkulshmërisë kufitare λ_{lim} rriten.

Konkluzion 5.5.

1. Me rritjen e rritjen e klasës së betonit koeficienti i deformkohes $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohes φ_{ef} zvogëlohet llogaritur me dy metodat llogaritëse N.S. dhe N.C.
2. Me rritjen e rritjen e klasës së betonit vlerat e përkulshmërisë kufitare λ_{lim} rriten.

5.6. Ndikimi i kushteve të mbërthimit të elementit tip kolonë e hollë në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.

Në llogaritje do të analizohet kolonat me skema të ndryshme të mbërthimit në skaje sipas Fig. 5.6. Forca e aplikuar është ($N_{Ed}=2025\text{kN}$), armatura $A_s=2512\text{mm}^2$ me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit janë mbajtur konstante. Fig. 5.6 paraqet skemën e kolonave në shtypje, dimensionimin e prerjes tërthore. Betoni është i klasës C25/30, shtresa mbrojtëse e betonit është 40mm, ngarkesa e aplikuar vepron për herë të parë në momentin $t_0=(28-90)$ ditë, ambjenti llogaritet me lagështi relative mesatare $RH=70\%$.

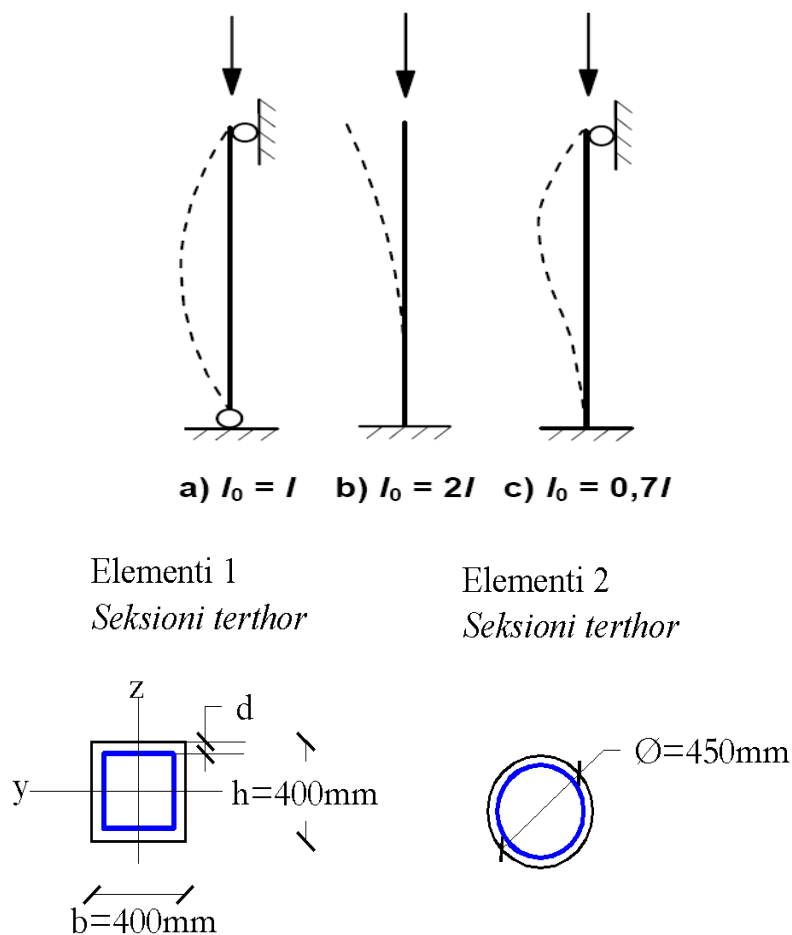


Fig.5.6. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit me skema të ndryshme të mbërthimit të skajeve.



a) $l_0 = l$

Tab.5.6.1. Skema a:

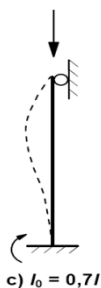
Elementi 1, Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl. cim	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	5	5	N	2025	43.3	15.59			12115.03		1.6	43.15	40.5		40.5	40.5		2.16
N.C.	5	5	N	2025	43.3	15.59		0.028		0.01	1.6	79.81	40.5	57.17	57.17	40.5	57.17	2.16
Elementi 2, Kolona φ=450mm, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
N.S.	5	5	N	2025	44.44	15.61			9813.75		1.6	53.22	40.5		40.5	40.5		2.13
N.C.	5	5	N	2025	44.44	15.61		0.027		0.01	1.6	78.26	40.5	55.62	55.62	40.5	55.62	2.13



b) $l_0 = 2l$

Tab.5.6.2. Skema b:

Elementi 1, Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl. cim	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞, t ₀)
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	5	10	N	2025	86.6	22.96			26494.61		1.6	237.04	40.5		40.5	40.5		2.16
N.C.	5	10	N	2025	86.6	25.88		0.128		0.01	1.6	260.18	40.5	260.18	309.89	40.5	264.61	2.16
Elementi 2, Kolona φ=450mm, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
N.S.	5	10	N	2025	88.89	22.49			24431.45		1.6	338.12	40.5		40.5	40.5		2.13
N.C.	5	10	N	2025	88.89	22.49		0.113		0.01	1.6	274.19	40.5	228.91	228.91	40.5	228.91	2.13



Tab.5.6.3. Skema c:

c) $l_0 = 0,7l$

Elementi 1, Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met.	l	l_0	Kl. cim	N_{ED}	λ	λ_{lim}	e_0	e_2	EI	1/r	φ_{ef}	M_{ED}	M_{EDmin}	M_2	M_{ED}	M_{EDmin}	M_2	
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	7	4.9	N	2025	42.44	15.59			12023.38		1.6	40.5	40.5		40.5	40.5		2.16
N.C.	7	4.9	N	2025	42.44	15.59		0.027		0.01	1.6	74.04	40.5	55.29	55.29	40.5	55.29	2.16
Elementi 2, Kolona $\varphi=450$ mm, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
N.S.	7	4.9	N	2025	49	14.53			6611.92		1.6	86.36	40.5		40.5	40.5		
N.C.	7	4.9	N	2025	49	14.53		0.021		0.01	1.6	61.32	40.5	42.57	42.57	40.5	42.57	2.13

Konkluzion 5.6.

1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} , referuar llogaritjeve të paraqitura ne Tab.5.6.1 deri Tab.5.6.3. me të dy metodat llogaritëse për kolonat e holla të llogaritura me të njëjtën klasë betoni në të njëjtat kushte ambientale, nuk ndikohen nga kushtet e mbërthimit të elementit.
2. Për të njëjtën skemë llogaritëse koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} , ndryshon vlerë dhe ky fakt shpjegohet me madhësinë e sipërfaqes së ekspozuar në ambjentin e jashtëm. Kolona me seksion tërthor rrethor ka sipërfaqe ekspozimi më të vogël dhe vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportit efektiv të deformkohës φ_{ef} , janë më të vogla në elementin 2 krahasuar me elementin 1 me seksion tërthor katërkëndësh këndrejtë.

5.7. Ndikimi i lartësisë së kolonës në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.

Në këtë seksion do të paraqiten llogaritjet për kolonën me skemë si në Fig. 5.7.1. dhe Fig.5.7.2. duke e konsideruar si rastin më tipik ku ndikimi i deformkohës dhe tkurrjes është më i prekshëm për shkak të skemës llogaritëse madje edhe për lartësi jo shumë të mëdha të elementit.

Në llogaritje do të analizohet kolonat me lartësi të ndryshme. Forca e aplikuar ($N_{Ed}=2700\text{kN}$), armatura $A_s=2512\text{mm}^2$ me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit janë mbajtur konstante. Betoni është i klasës C25/30, shtresa mbrojtëse e betonit është 40mm, ambjenti llogaritet me lagështi relative mesatare $RH=70\%$.

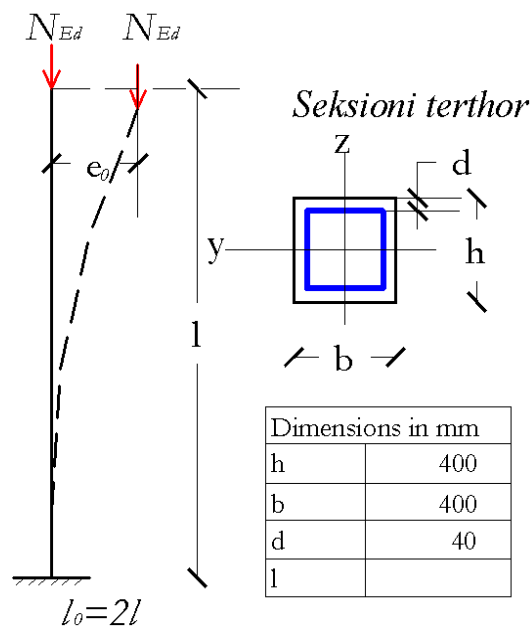


Fig.5.7.1. Kolonë e hollë me seksion konstant dhe armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit.

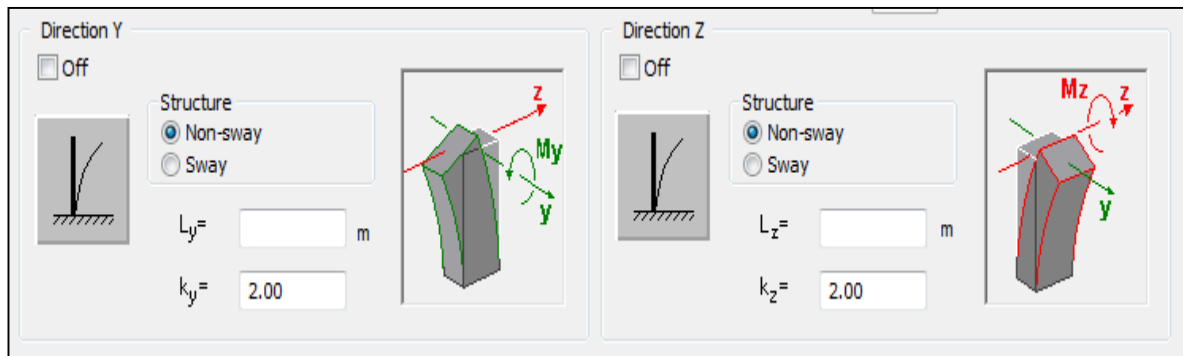


Fig. 5.7.2. Pamje e skemës llogaritëse të kolonës sipas dy akseve kryesore y dhe z.

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.7.1.

Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Met.	l	l ₀	Kl. cim	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	3	6	R	2700	51.96	16.01			18077.82		1.56	100.29	54		54	54		2.11
N.C.	3	6	R	2700	51.96	13.58		0.021		0.01	1.56	96.19	54	55.69	55.69	54	55.69	2.11
N.S.	3	6	N	2700	51.96	15.92			18003.47		1.6	100.84	54		54	54		2.16
N.C.	3	6	N	2700	51.96	13.5		0.021		0.01	1.6	96.43	54	55.93	55.93	54	55.93	2.16
N.S.	3	6	S	2700	51.96	15.8			17918.31		1.65	101.48	54		54	54		2.23
N.C.	3	6	S	2700	51.96	13.4		0.021		0.01	1.65	96.71	54	56.21	56.21	54	56.21	2.23

Tab.5.7.2.

Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Metoda	l	l ₀	Klasa cim	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	R	2700	69.28	19.09			22747.94		1.56	276.61	54		54	54		2.11
N.C.	4	8	R	2700	69.28	20.01		0.067		0.01	1.56	234.81	54	180.81	180.81	54	180.81	2.11
N.S.	4	8	N	2700	69.28	18.97			22673.6		1.6	279.81	54		54	54		2.16
N.C.	4	8	N	2700	69.28	19.89		0.067		0.01	1.6	234.9	54	180.9	180.9	54	180.9	2.16
N.S.	4	8	S	2700	69.28	18.84			22588.44		1.65	283.6	54		54	54		2.23
N.C.	4	8	S	2700	69.28	19.75		0.067		0.01	1.65	235.02	54	181.02	181.02	54	181.02	2.23

Tab.5.7.3

Kolona 400x400, RH=70%, Betoni C25/30, shtresa mbrojtëse 40mm												y			z			
Metoda	l	l ₀	Klasa cim	N _{ED}	λ	λ _{lim}	e ₀	e ₂	EI	1/r	φ _{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	φ(∞,t ₀)
	(m)	(m)		(kN)			(m)	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	5	10	R	2700	86.6	22.55			35272.37		1.56	449.16	54		54	54		2.11
N.C.	5	10	R	2700	86.6	23.33		0.116		0.01	1.56	312.65	54	312.65	373.03	54	312.65	2.11
N.S.	5	10	N	2700	86.6	22.41			32523.32		1.6	454.76	54		54	54		2.16
N.C.	5	10	N	2700	86.6	23.19		0.116		0.01	1.6	312.65	54	312.65	373.03	54	312.65	2.16
N.S.	5	10	S	2700	86.6	22.25			32438.16		1.65	461.37	54		54	54		2.23
N.C.	5	10	S	2700	86.6	23.02		0.116		0.01	1.65	312.65	54	312.65	373.03	54	312.65	2.23

Konkluzion 5.7.

1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} , referuar llogaritjeve të paraqitura ne Tab.5.7.1 deri Tab.5.7.3. me të dy metodat llogaritëse për kolonat e holla të llogaritura me të njëjtën klasë betoni në të njëjtat kushte ambientale, nuk ndikohen nga lartësia e elementit. Raporti $h_0=2A_c/u$ që paraqit indirekt sipërfaqen e kontaktit të elementit me ambjentin e jashtëm që ndikon në këto parametra, ku A_c është sipërfaqja e seksionit tërthor dhe u është perimetri.

2. Klasa e çimentos në përbërje të betonit është një nga faktorët që jep influencë në përcaktimin e koeficienti të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportit efektiv të deformkohës φ_{ef} , me tendencë rritje sipas rendit të klasës së çimentos R, N, S përkatësisht.

5.8. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit, kohëzgjatja e ngarkesës dhe klasa e betonit në parametrat e deformkohës dhe tkurrjes së betonit.

Në këtë seksion do të paraqiten llogaritjet për kolonën me skemë si në Fig. 5.8.1. dhe Fig.5.8.2. duke e konsideruar si rastin më tipik ku ndikimi i deformkohës dhe tkurrjes do të studjohet për elementin tip kolonë e hollë nën vëprimin e forcës aksiale dhe momenteve përkulës që shkaktojnë përkulje dy-aksiale sipas diskutimit të seksionit 4.3.A.2.

Në llogaritje do të analizohet kolona në momente të ndryshme të ngarkimit të saj të parë. Forca e aplikuar aksiale shtypëse ($N_{Ed}=2430\text{kN}$), momenti përkulës sipas aksit y është $M_{0Edy}=81\text{kN}\cdot\text{m}$ dhe momenti përkulës sipas aksit z është $M_{0Edz}=81\text{kN}\cdot\text{m}$, armatura është me shpërndarje uniforme përgjatë perimetrit. Betoni është i klasës C30/37, shtresa mbrojtëse e betonit është 40mm, ambjenti llogaritet me lagështi relative mesatare $RH=70\%$, sipas klasës ambjentale XC3 dhe ngarkesat janë të përhershme.

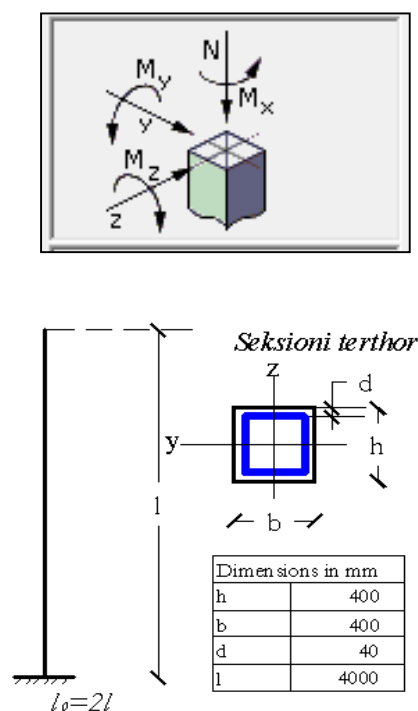


Fig.5.8. Kolonë e hollë me seksion konstant ,armaturë të shpërndarë uniformisht përgjatë perimetrit nënveprimin e forcës aksiale dhe momenteve përkulës M_y , M_z dhe $M_x=0$.

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.8.1.

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtese 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	El	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	23.89	28		31585.35		1.44	288.78	48.6		180.49	48.6		1.94
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	23.89	28	0.084		0.01	1.44	334.58	48.6	203.54	285.98	48.6	203.54	1.94

Tab.5.8.2

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtese 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	El	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	24.64	60		32081.39		1.24	283.94	48.6		177.46	48.6		1.68
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	24.64	60	0.084		0.01	1.24	333.14	48.6	203.54	284.54	48.6	203.54	1.68

Tab.5.8.3

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtese 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	El	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.01	90		32350.2		1.15	281.44	48.6		175.9	48.6		1.55
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.01	90	0.084		0.01	1.15	332.45	48.6	202.85	283.85	48.6	202.85	1.55

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.8.4

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	El	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	24.33	120		31396.09		1.09	181.69	48.6		323.94	48.6		1.47
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.26	120	0.084		0.01	1.09	331.99	48.6	202.39	283.39	48.6	202.39	1.47

Tab.5.8.5

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	El	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	24.51	150		31545.78		1.04	180.73	48.6		321.72	48.6		1.41
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.45	150	0.083		0.01	1.04	331.65	48.6	202.05	283.05	48.6	202.05	1.41

Tab.5.8.6

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambjentale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	I	I ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	El	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	24.66	180		31668.37		1.01	179.97	48.6		319.94	48.6		1.36
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.61	180	0.083		0.01	1.01	331.38	48.6	201.78	282.78	48.6	201.78	1.36

Deformkoha dhe tkurrja e betonit

Tab.5.8.7

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	l	l ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	24.88	240		31862.11		0.95	178.78	48.6		317.2	48.6		1.29
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.84	240	0.083		0.01	0.95	434.78	48.6	201.38	282.38	48.6	201.38	1.29

Tab.5.8.8

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	l	l ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.05	300		32012.48		0.91	177.87	48.6		315.12	48.6		1.23
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	26.02	300	0.083		0.01	0.91	330.68	48.6	201.08	282.08	48.6	201.08	1.23

Tab.5.8.9

Kol. 400x400, RH=70%, Betoni C30/37, Klasa ambientale XC3, shtresa mbrojtëse 40mm														y			z			$\varphi(\infty, t_0)$
Met	l	l ₀	Kl.	M _{0EDy}	M _{0EDz}	N _{ED}	λ	λ_{lim}	t ₀	e ₂	EI	1/r	φ_{ef}	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	M _{ED}	M _{EDmin}	M ₂	
	(m)	(m)	cim.	(kN*m)	(kN*m)	(kN)			dite	(m)	(kN*m ²)			(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
N.S.	4	8	N	81	81	2430	69.28	25.2	365		32144.56		0.88	177.09	48.6		313.33	48.6		1.19
N.C.	4	8	N	81	81	2430	69.28	26.17	365	0.083		0.01	0.88	330.42	48.6	200.82	281.82	48.6	200.82	1.19

5.8.a. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportin efektiv të deformkohës φ_{ef} .

Tab.5.8.a.1.paraqet vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportin efektiv të deformkohës φ_{ef} të llogaritura në momentet kohore të ngarkimit të parë të elementit t_0 në ditë referuar klasës së betonit C30/37 sipas llogaritjeve pasqyruar në tabelat Tab.5.8.1 deri Tab.5.8.9. Llogaritjet e kolonave janë kryer me metodat N.S. dhe N.C. duke paraqitur vlerat përfundimtare të korrigjuara të forcave të brendshme llogaritëse. Në Fig.5.8.a.1. jepet paraqitja grafike e ndikimit të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ nga momenti kohor i ngarkimit të parë të elementit.

t_0 (dite)	$\varphi(\infty, t_0)$	φ_{ef}
28	1.94	1.44
60	1.68	1.24
90	1.55	1.15
120	1.47	1.09
150	1.41	1.04
180	1.36	1.01
240	1.29	0.95
300	1.23	0.91
365	1.19	0.88

Tab.5.8.a.1. Ndikimi i momentit kohor i ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raportin efektiv të deformkohës φ_{ef} për betonin C30/37.

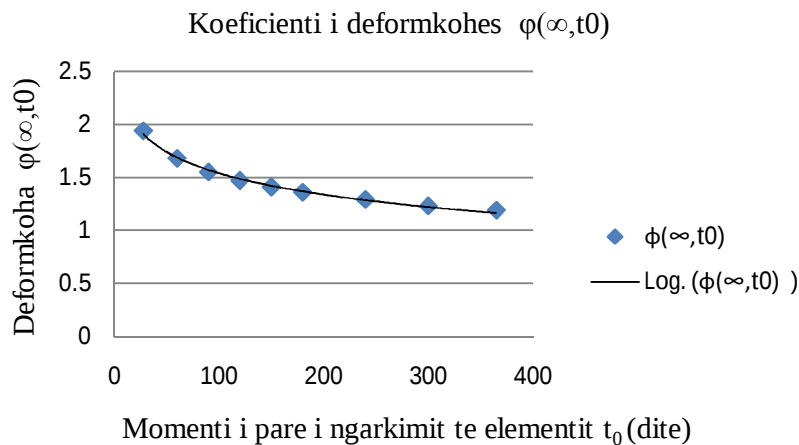


Fig.5.8.a.1. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$ për betonin C30/37.

Në Fig.5.8.a.2. jepet paraqitja grafike e ndikimit të momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit nga raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} për betonin C30/37.

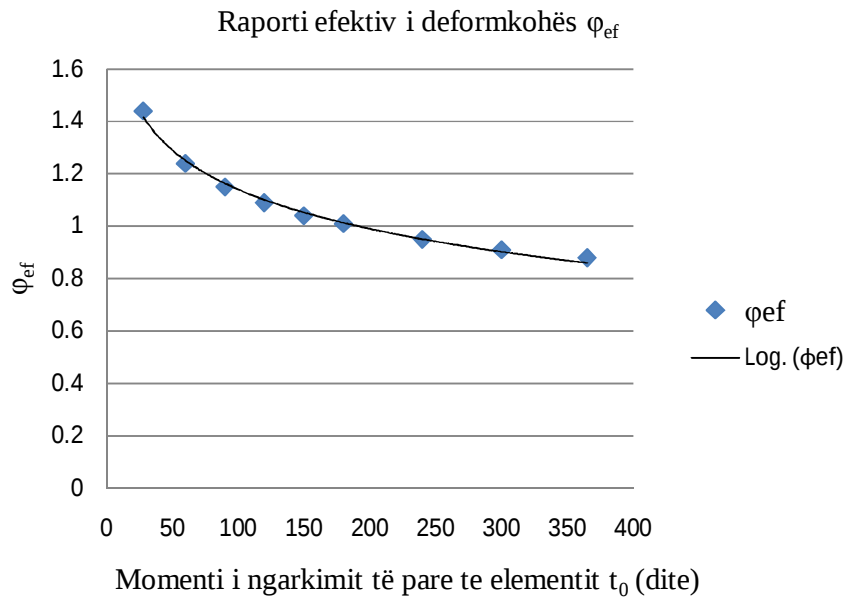


Fig.5.8.a.2. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në raportin efektiv të deformkohës φ_{ef} për betonin C30/37.

5.8.b. Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për klasa të ndryshme betoni.

Tab.5.8.b.1.paraqet vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ të llogaritura në momentet kohore të ngarkimit të parë të elementit t_0 në ditë referuar klasave të betonit nga C20/25 deri në C40/50.

$\varphi(\infty, t_0)$ e betonit me permbajtje çimento klasa N per klasen					
t_0 (dite)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
28	2.35	2.16	1.94	1.73	1.57
60	2.03	1.87	1.68	1.51	1.36
90	1.88	1.73	1.55	1.39	1.26
120	1.78	1.64	1.47	1.31	1.19
150	1.71	1.57	1.41	1.26	1.14
180	1.64	1.51	1.36	1.21	1.11
240	1.55	1.43	1.29	1.15	1.04
300	1.49	1.37	1.23	1.1	0.99
365	1.43	1.32	1.19	1.06	0.96

Tab.5.8.b.1 Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për betone të klasave të ndryshme.

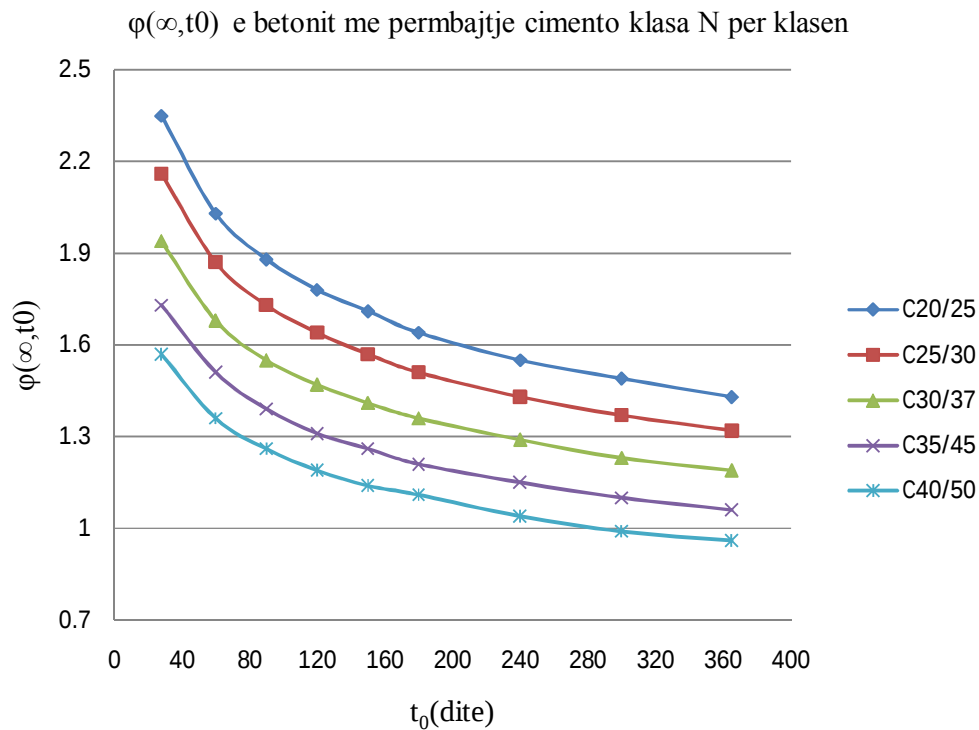


Fig.5.8.b.1 Ndikimi i momentit kohor të ngarkimit të parë të elementit në koeficientin e deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ për betone të klasave të ndryshme.

Konkluzion 5.8.

1. Sa më vonë të ngarkohet elementi konstruktiv prej betoni të armuar për herë të parë aq më i vogël është koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} .
2. Me rritjen e klasës së betonit për të njëjtin tip çimentoje të përdorur në përbërje të betonit aq më i vogël është koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} .

6. Rast studimi, godinë industriale. Ndikimi i deformkohës dhe tkurrjes së betonit në kolonat e holla.

Godina e repartit të shkrirjes së metalit ne Uzinën e Ferrokromit në Elbasan është marrë si rast konkret studimi. Objekti është në ndërtim dhe skema konstruktive e objektit është ramë prej betoni të armuar shumë katëshe. Lartësia e objektit shkon në 27.25m nga kuota 0.00 e katit përdhe e cila është 0.3m nga kuota e sistemuar e terrenit.

Objekti është i lidhur teknologjikisht me godinen e Repartit të derdhjes dhe dy strukturat janë ndarë me fugë.

Mbulesa është konstruksion metalik tip kapriatë. Përmasat planimetrike të objektit janë 37.10m me 22.80m.

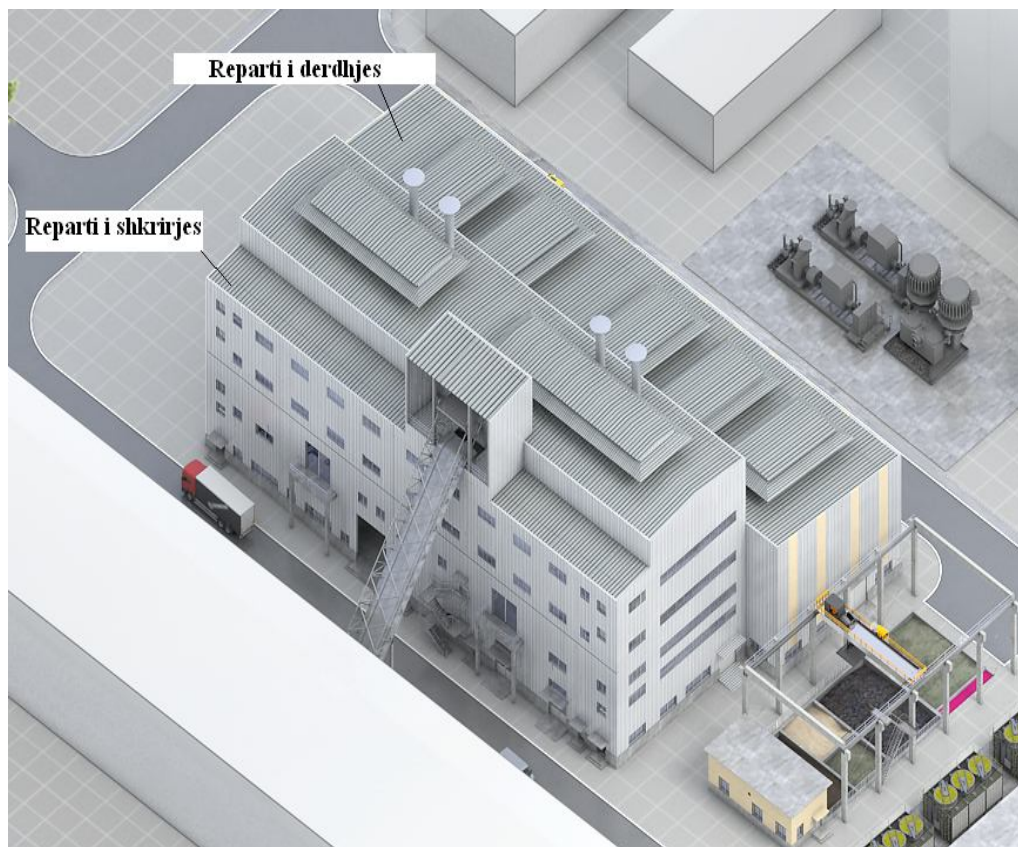


Fig.6.1. Uzina e Ferrokromit, Elbasan.



Fig.6.2. Uzina e Ferrokromit, Elbasan. Reparti i shkrirrjes.

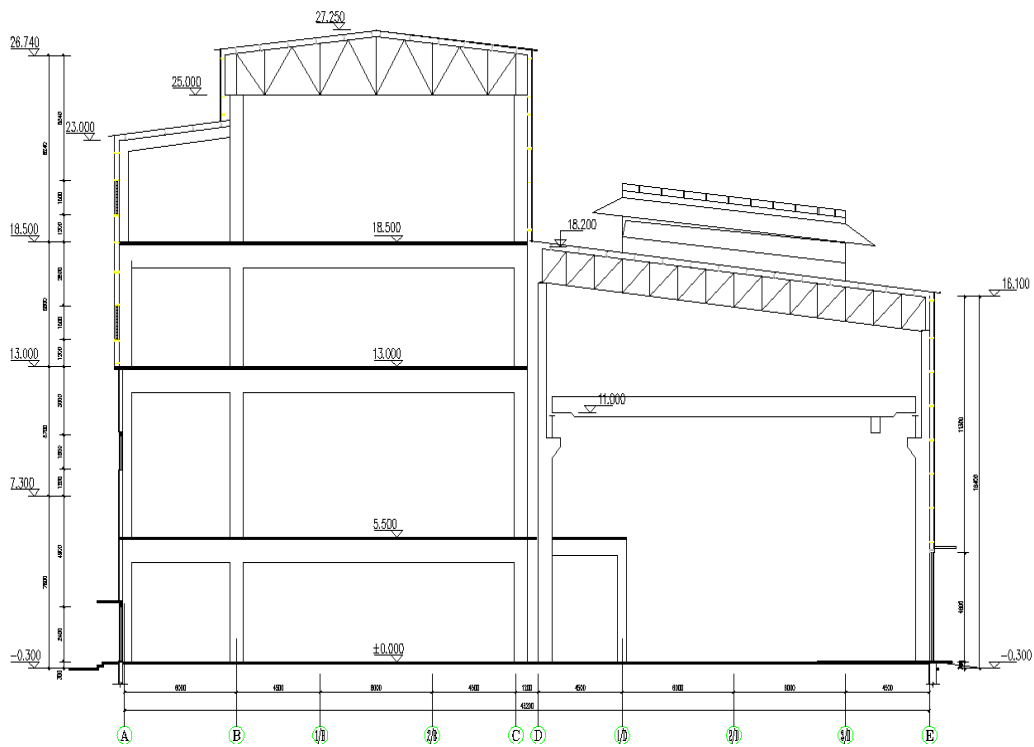


Fig.6.3. Prerja e objektit.

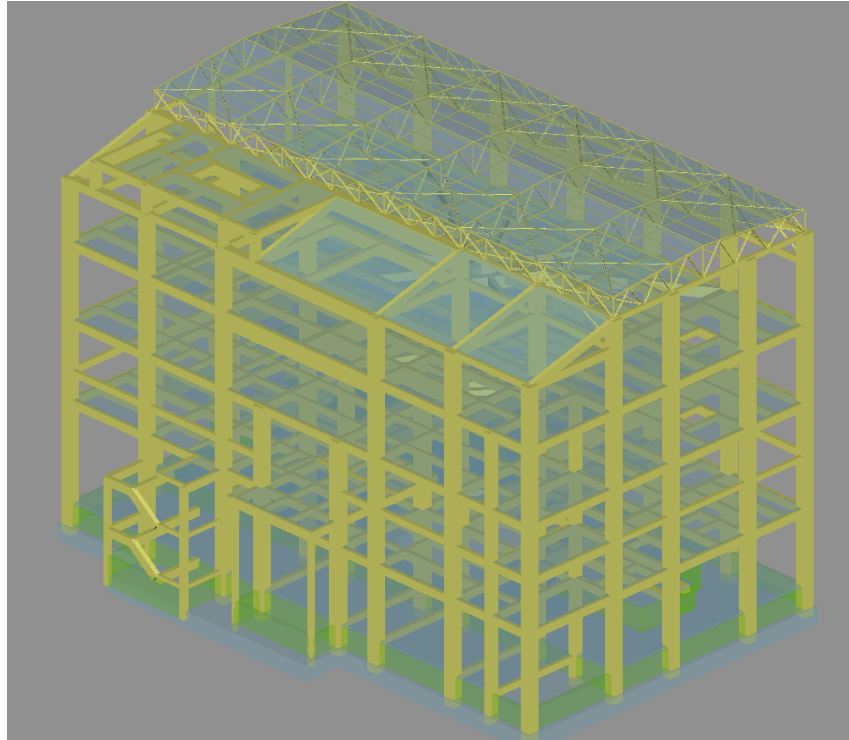


Fig.6.4. Skema konstruktive. Reparti i shkrirrjes.

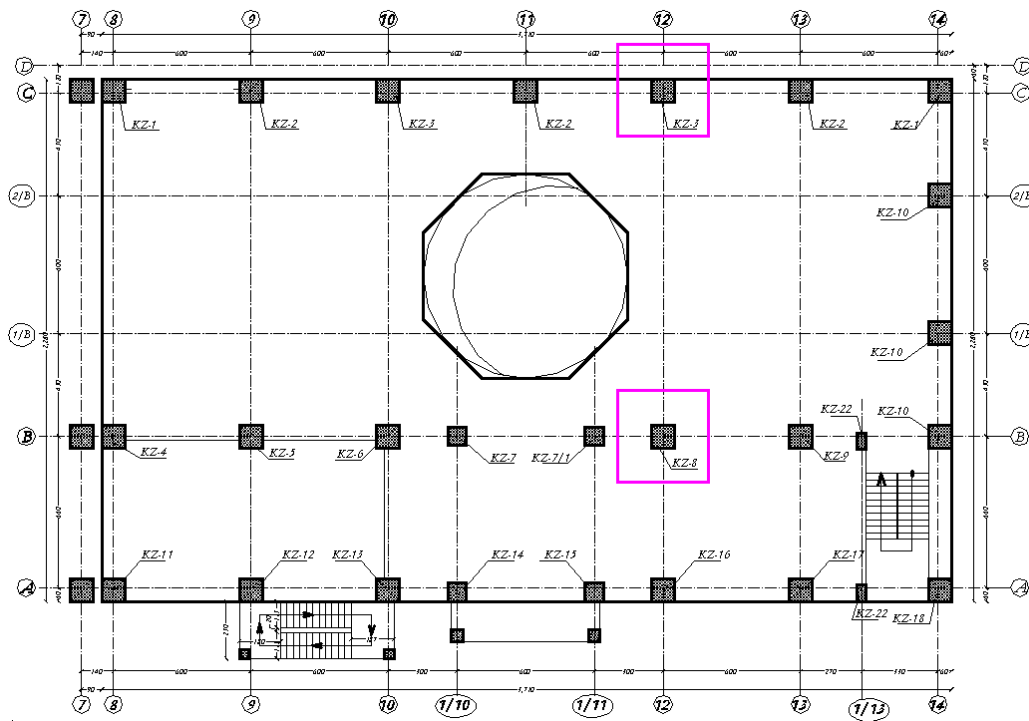


Fig.6.5. Plani i kolonave në kuotën +5.50 .

Të dhena të përgjithshme:

TABELA 6.1		
NR	PERSHKRIMI	TE DHENA
1	Vendndodhja parceles ne zhvillim	Ne fshatin Balldren, Komuna Paper, Elbasan
2	Sheshi ndertimit	▪ 10 km larg qytetit te Elbasanit. ▪ 75 km larg Portit te Duresit. ▪ 50 m larg linjes hekurudhore Elbasan-Durres ▪ 100 m larg rruges kombetare Elbasan-Durres.
3	Parcela kufizohet në:	▪ Veri - Perendim nga " Refraktare " SH.A ▪ Veri - Lindje nga "Refraktare " SH.A ▪ Jug - Lindje nga hekurudhë ekzistuese ▪ Jug - Perëndim nga rrugë ekzistuese.
4	Pozicioni kadastral:	Z.K. 1045
5	Siperfaqe truallit ku zhvillohet projekti:	61,600 m ²

Te dhenat klimatike te zones

TABELA 6.2		
NR	PARAMETRAT KLIMATIKE	VLERA
1	Temperatura maksimale ekstreme	41.0 ⁰ C
2	Temperatura minimale ekstreme	-7.5 ⁰ C
3	Temperatura mesatare e muajit me te ftohte	0.9 ⁰ C
4	Temperatura mesatare e muajit me te nxehte	31.8 ⁰ C
5	Sasia mesatare e reshjeve ne vit	1161 mm
6	Sasia maksimale e reshjeve ne vit	1544 mm
7	Sasia maksimale e reshjeve ne nje dite	143 mm
8	Trashesia maksimale e debores	180 mm
9	Thellesia standarte e tokes me ngrice	50 cm
10	Drejtimi kryesor vjetor i eres	verilindje
11	Shpejtesia mesatare vjetore e eres	1.8 m/s
12	Presioni mesatar i ajrit	99.66 kPa
13	Presioni mesatar i ajrit ne vere	99.7 kPa
14	Presioni mesatar i ajrit ne dimer	99.56 kPa
15	Lageshtia relative mesatare vjetore	67%
16	Lageshtia relative mesatare gjate veres	42%

Sipas EN1991-1-1_FinalDraft_July2001

Mbingarkesa në godinën industriale është kategoria E2 llogaritur për godina industriale e përcaktuar nga teknologjia.

Mbingarkesa në cati $q_k=1.5\text{kN/m}^2$ për cati të pashfrytëzueshme përdoret vetëm për riparime.

Llogaritja nga dëbora i referohet ngarkesës së dëborës së freskët në tokë 160kg/m^3 . Sipas EC 1 prEN1991_1_1_3 july03 (5.1) ngarkesa nga dëbora llogaritet:

$$S=\mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

μ_i është koeficienti i formës

s_k është vlera karakteristike e dëborës në tokë

$C_e=1$ është koeficienti i ekspozimit

$C_t=1$ është koeficienti termal

$\mu_i=0.8$ për pjerrësi $\alpha=6^\circ$

$s_k=0.18 \cdot 1.60=0.288\text{kN/m}^2$

Llogaritja nga era presioni i erës është marrë në llogaritje $q=0.3\text{kN/m}^2$ për sipërfaqen ballore dhe $q'=0.18$ në sipërfaqen e catise me $c_{pe}=-0.6$

Llogaritja sizmike:

Koeficienti i sjelljes:

$$q=q_0 \cdot k_w$$

$$q_0=3.0\alpha_u/\alpha_1 \text{ per klasën e duktilitetit mesatar DCM}$$

$$\alpha_u/\alpha_1=1.3$$

$$q=3 \cdot 1.3=3.9 \quad k_w=1.0$$

Shpejtimi maksimal i truallit $ag/g=0.3$

Klasa e rëndësisë së objektit është: III

Kategoria e truallit është C sipas relacionit gjeologjik.

Kombinimi i ngarkesave:

Dead (g) → Ngarkesa e përhershme.

Pajisjet → Konsiderohen ngarkesa të përhershme sipas kërkesave teknologjike.

Live E → Ngarkesa e përkohshme në godinën industriale përcaktuar nga projekti teknologjik. $\psi_2=0.8$ referuar EN1990_Final draft_July_2001 EC 1.

SNOW → ngarkesa nga dëbora, $\psi_2=0$ për $H<1000\text{m}$, referuar EN1990_Final draft_July_2001 EC 1.

WIND → ngarkesa nga era $\psi_2=0$ referuar EN1990_Final draft_July_2001 EC 1.

Parametrat për llogaritjen sizmike:

Soil category: Behaviour factor:

Importance factor: Ratio ag/g:

Earthquake directional factors:

	Title	kx	ky	kz
1	SX	1.000	0.300	0.300
2	SY	0.300	1.000	0.300
3	SZ	0.300	0.300	1.000

Referuar llogaritjeve kompjuterike në vijim janë paraqitur karakteristikat e objektit të llogaritur.

Analiza:

3D model

- ☒ Teoria lineare ☒ Analiza Modale ☒ Stabiliteti
- ☒ Teoria jo lineare ☒ Tërmeti ☒ Trarët
- ☒ Konstruksioni

Modeli	
Numri i nyjeve:	5959
Elementët sipërfaqesore:	5780
Numri i trarëve:	3668
Numri i elementëve:	10932
Numri i rasteve të ngarkimit:	8
Numri i kombinimit të ngarkesave:	30

Njësitë	
Gjatësia:	m [cm,mm]
Forca:	kN
Temperatura:	Celsius

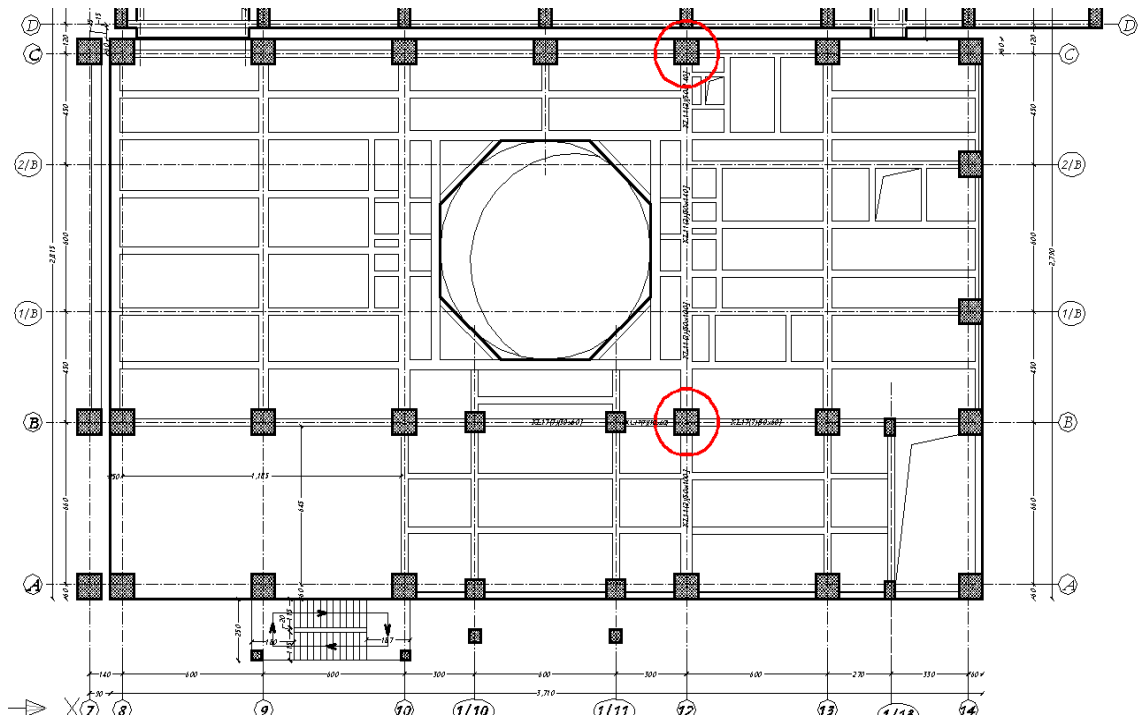


Fig.6.6. Plani i trarëve në kuotën +5.50 .

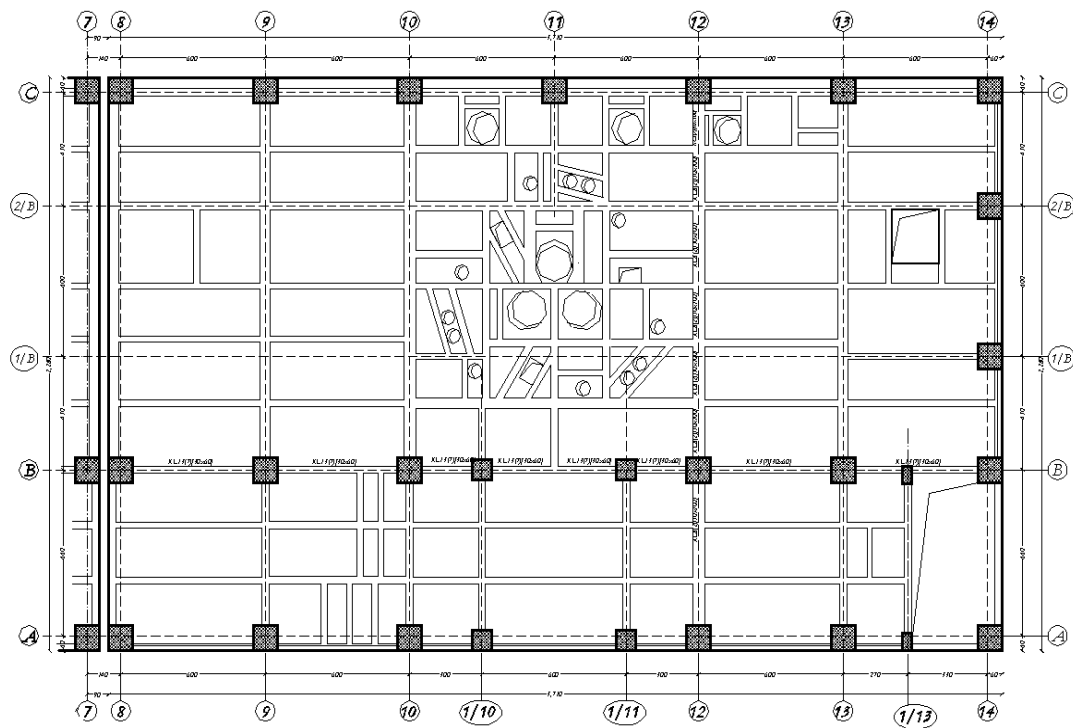


Fig.6.7. Plani i trarëve në kuotën +13.00 .

Ngarkesat që veprojnë në strukturë janë:

No	Title
1	DEAD (g) Konstante
2	PAJISJET Konstante
3	LIVE E Perkohshme
4	SNOW Debora
5	WIND Era
6	SX Sizmika X
7	SY Sizmika Y
8	SZ Sizmika Z
9	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII$
10	Kombinimi: $I+II+0.8xIII$
11	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII+1.5xIV+0.9xV$
12	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII+0.75xIV+1.5xV$
13	Kombinimi: $I+1.35xII+1.5xIII+1.5xIV+0.9xV$
14	Kombinimi: $1.35xI+II+1.5xIII+1.5xIV+0.9xV$
15	Kombinimi: $1.35xI+II+1.5xIII+0.75xIV+1.5xV$
16	Kombinimi: $I+1.35xII+1.5xIII+0.75xIV+1.5xV$
17	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII+0.75xIV+0.9xV$
18	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII+1.5xV$
19	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII+1.5xIV$
20	Kombinimi: $I+1.35xII+1.5xIII+0.75xIV+0.9xV$
21	Kombinimi: $1.35xI+II+1.5xIII+0.75xIV+0.9xV$
22	Kombinimi: $I+1.35xII+1.5xIII+1.5xIV$
23	Kombinimi: $1.35xI+II+1.5xIII+1.5xIV$
24	Kombinimi: $I+II+1.5xIII+0.75xIV+0.9xV$
25	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIV+0.9xV$
26	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII+0.9xV$
27	Kombinimi: $I+II+1.5xIII+1.5xV$
28	Kombinimi: $I+II+1.5xIII+1.5xIV$
29	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIII+0.75xIV$
30	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+0.75xIV+1.5xV$
31	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xIV$
32	Kombinimi: $1.35xI+1.35xII+1.5xV$
33	Kombinimi: $I+II+0.8xIII-1xVI$
34	Kombinimi: $I+II+0.8xIII+VI$
35	Kombinimi: $I+II+0.8xIII-1xVIII$
36	Kombinimi: $I+II+0.8xIII-1xVII$
37	Kombinimi: $I+II+0.8xIII+VII$

Koeficientët për përcaktimin e masës janë:

No	Title	Factor
1	DEAD (g)	1.00
2	PAJISJET	1.00
3	LIVE E	0.80
4	SNOW	0.00
5	WIND	0.00

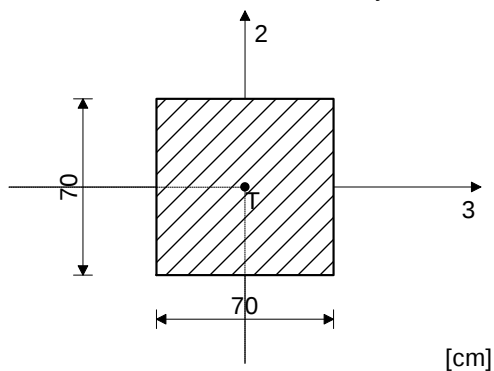
Masa sipas kateve:

Level	Z [m]	Mass [T]
	27.25	66.25
	26.50	71.26
	25.00	281.83
	23.00	210.58
	18.50	2520.51
	13.00	2101.57
	9.25	313.58
	7.30	440.59
	5.50	1628.73
	1.80	427.01
	0.00	1615.06
	-2.10	2865.67
	$\Sigma=$	12542.65

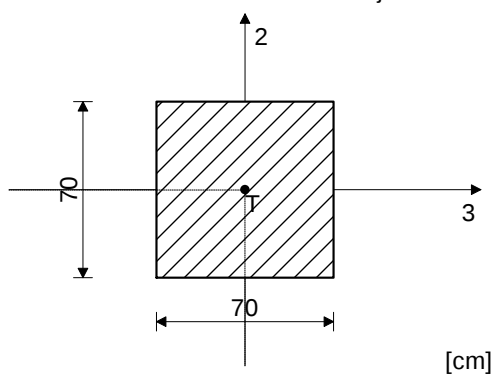
Frekuencat dhe periodat e lëkundjeve vetjake të strukturës:

No	T [s]	f [Hz]
1	0.9943	1.0058
2	0.9690	1.0320
3	0.7150	1.3985
4	0.3456	2.8934
5	0.3209	3.1158
6	0.2979	3.3571
7	0.2979	3.3571
8	0.2979	3.3571
9	0.2979	3.3571
10	0.2959	3.3800
11	0.2904	3.4437
12	0.2329	4.2941
13	0.1888	5.2962
14	0.1711	5.8440
15	0.1683	5.9426
16	0.1575	6.3503
17	0.1520	6.5796
18	0.1509	6.6264
19	0.1393	7.1794
20	0.1362	7.3442
21	0.1240	8.0619

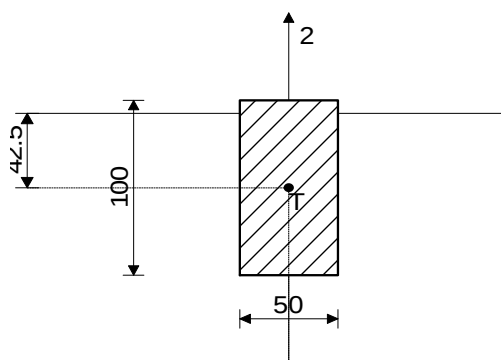
Elementi B-12 kolona Z-8: 17 Prerja tërthore



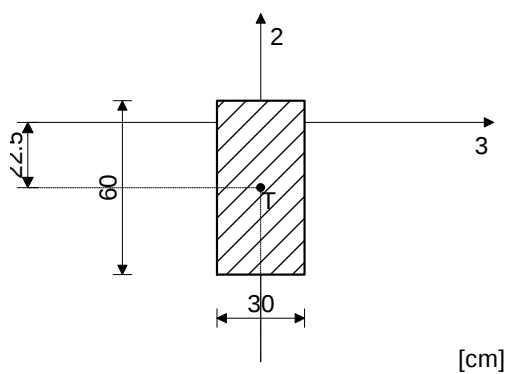
Elementi C-12 kolona Z-3: 16 Prerja tërthore



Elementi tra sipas aksit 12 KL11(2)[50x100]



Elementi tra sipas aksit B KL17(7)[30x60]



Analiza sizmike sipas Eurocode është bërë referuar parametrave :

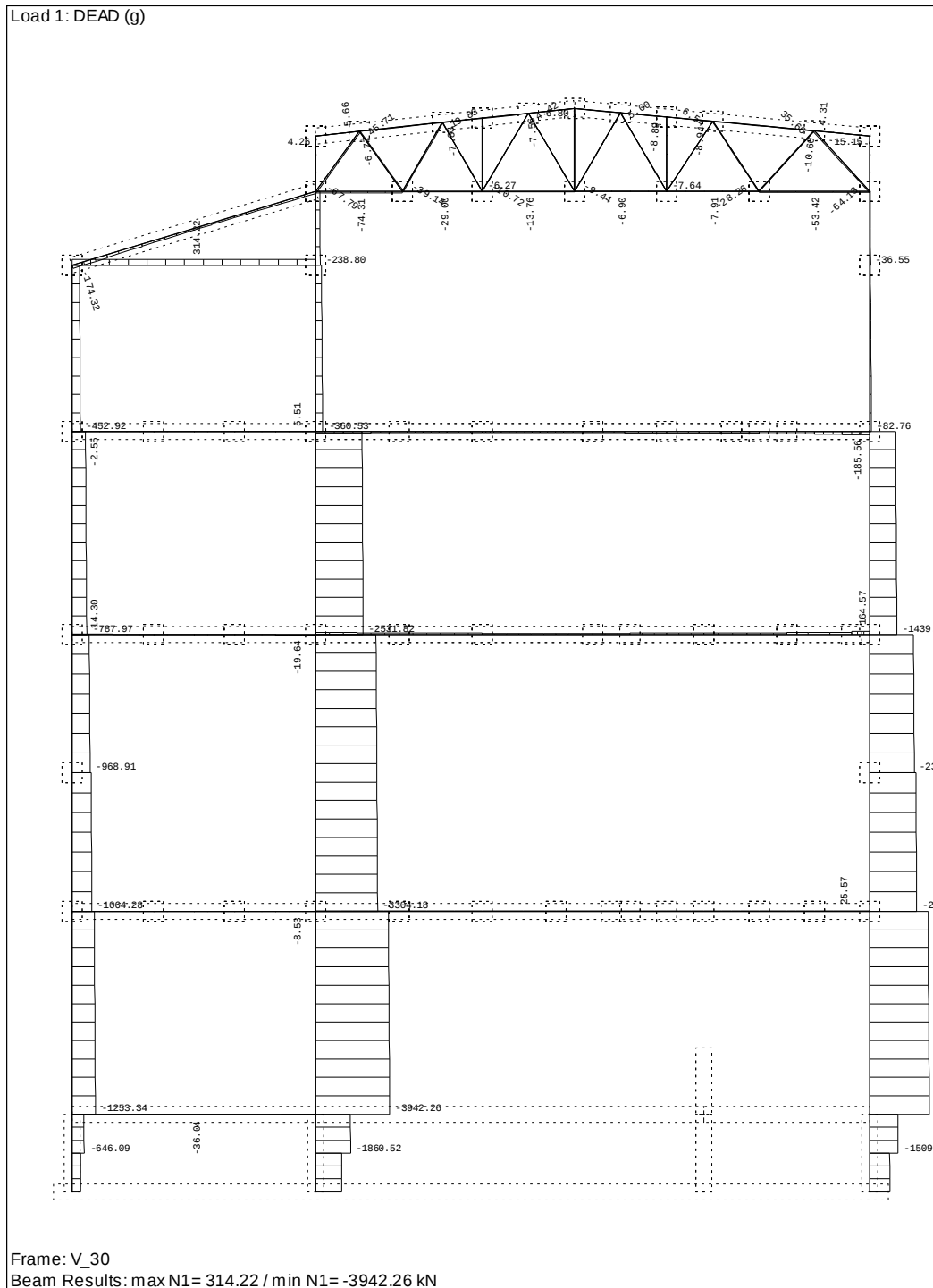
Kategoria truallit:	C
Koeficienti i rëndësisë së objektit:	III
Raporti a_g/g :	0.30
Koeficienti i sjelljes:	3

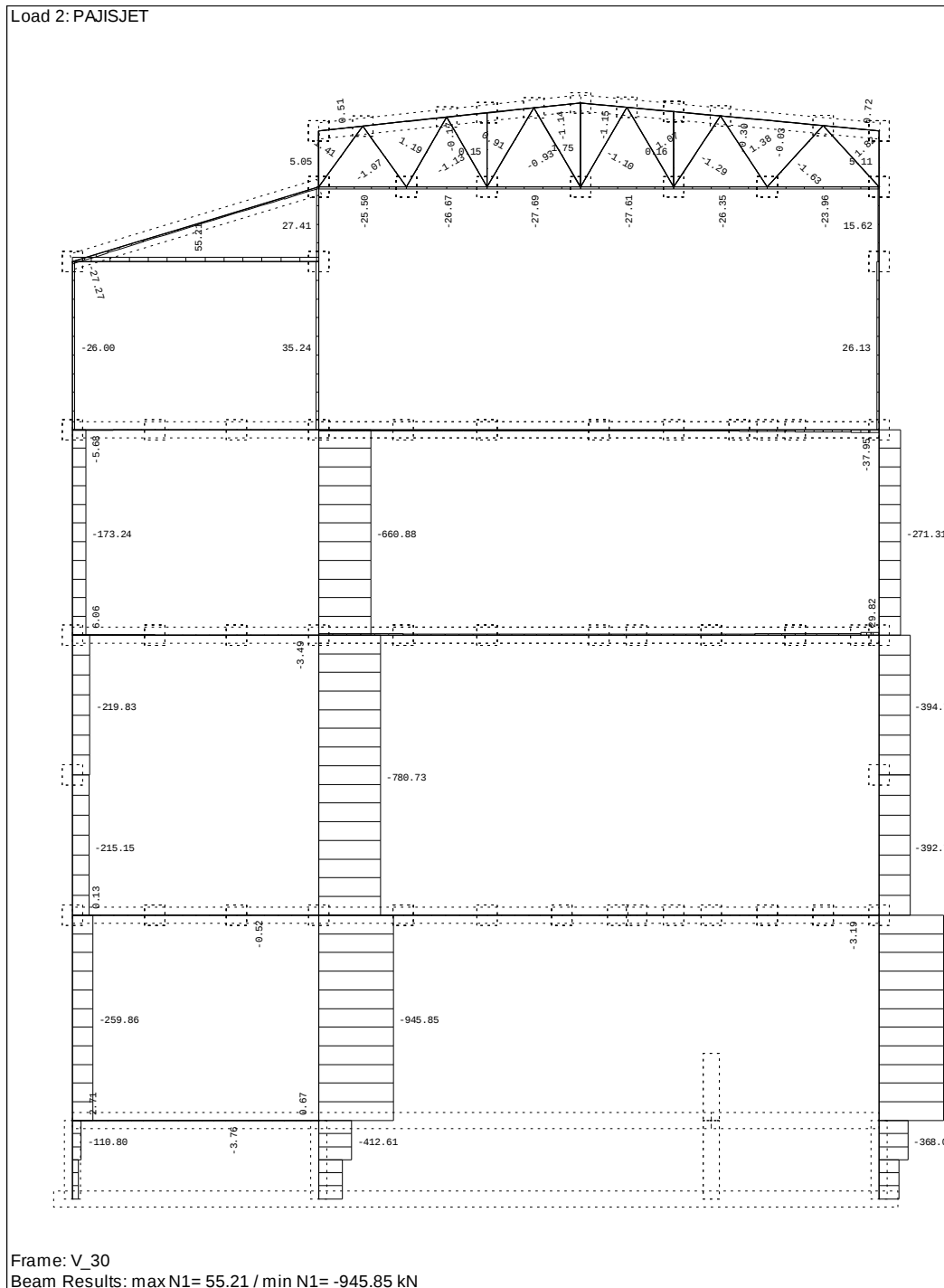
	Kx	Ky	Kz
SX	1.000	0.300	0.300
SY	0.300	1.000	0.300
SZ	0.300	0.300	1.000

Koeficientet e shperndarjes

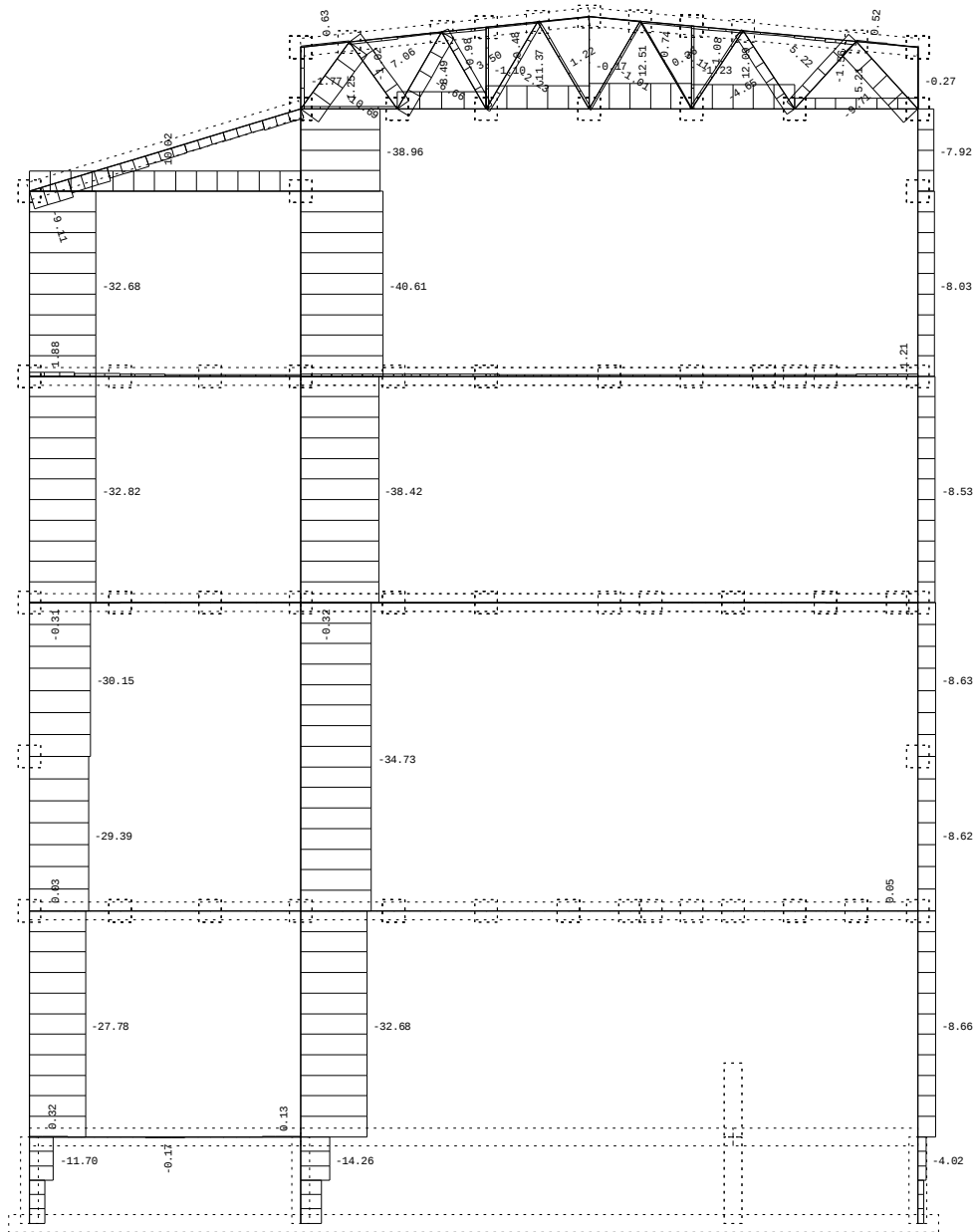
Mode	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)
1	42.09	7.54	0.00	42.09	7.54	0.00
2	7.31	45.42	0.00	49.39	52.95	0.00
3	3.42	0.05	0.00	52.81	53.00	0.00
4	0.00	0.00	0.01	52.81	53.00	0.01
5	0.00	0.00	0.01	52.81	53.01	0.01
6	0.86	4.11	0.00	53.68	57.12	0.01
7	0.63	5.09	0.00	54.30	62.20	0.01
8	0.05	2.38	0.01	54.36	64.58	0.02
9	1.20	3.40	0.01	55.55	67.98	0.03
10	0.18	5.90	0.00	55.73	73.88	0.03
11	6.18	0.23	0.00	61.91	74.10	0.03
12	0.05	0.19	0.00	61.97	74.30	0.03
13	0.00	2.02	0.09	61.97	76.32	0.12
14	0.07	0.00	0.01	62.04	76.32	0.13
15	1.18	0.01	0.01	63.23	76.33	0.14
16	0.00	0.00	0.00	63.23	76.34	0.14
17	0.03	0.02	0.00	63.26	76.35	0.14
18	0.01	0.60	0.13	63.26	76.95	0.28
19	0.06	0.00	0.00	63.33	76.95	0.28
20	0.01	0.01	0.06	63.34	76.96	0.34
21	0.07	0.00	0.00	63.40	76.96	0.34

Diagramat e forcave të brendshme janë paraqitur për ramën sipas aksit 12.



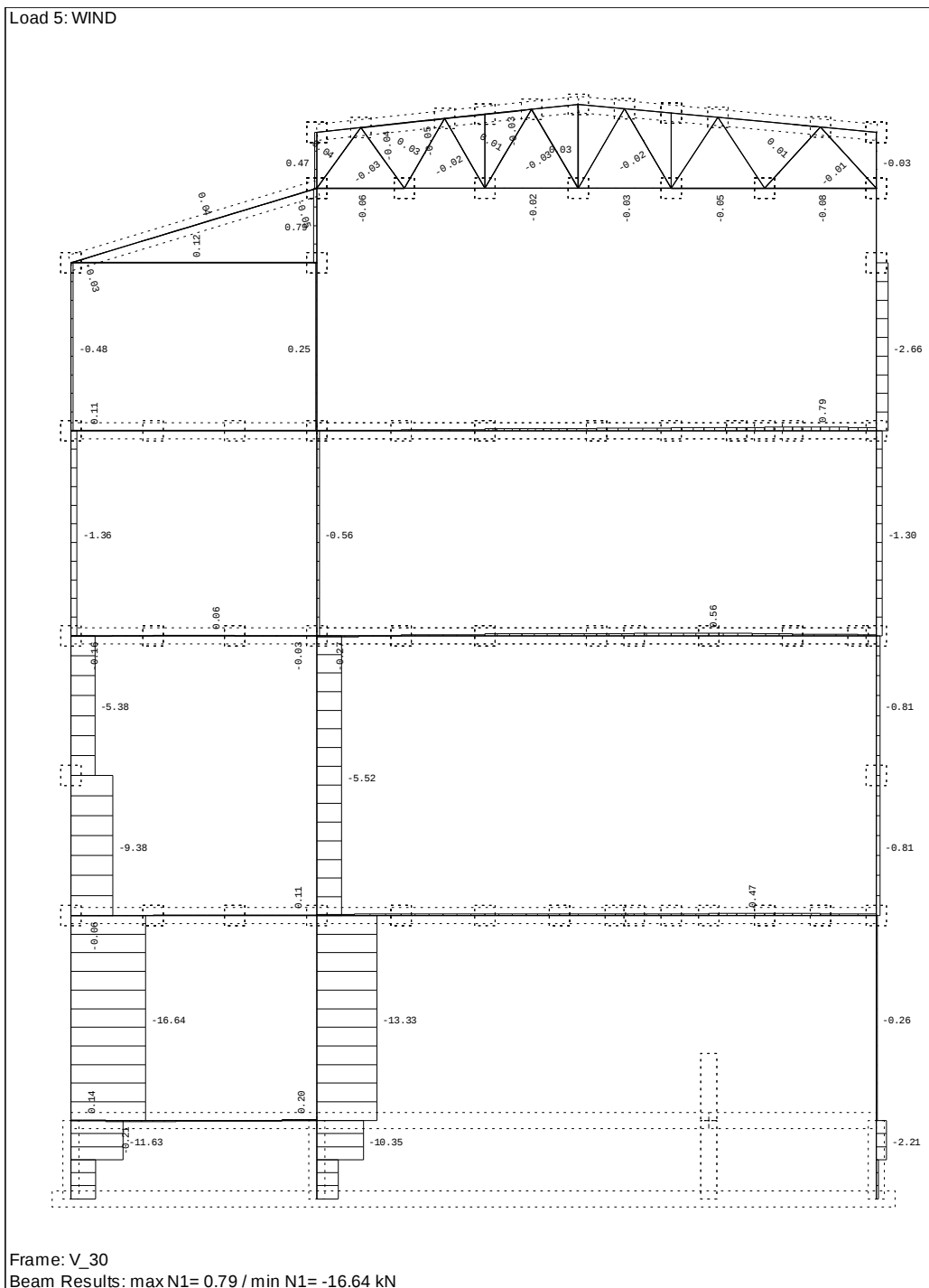


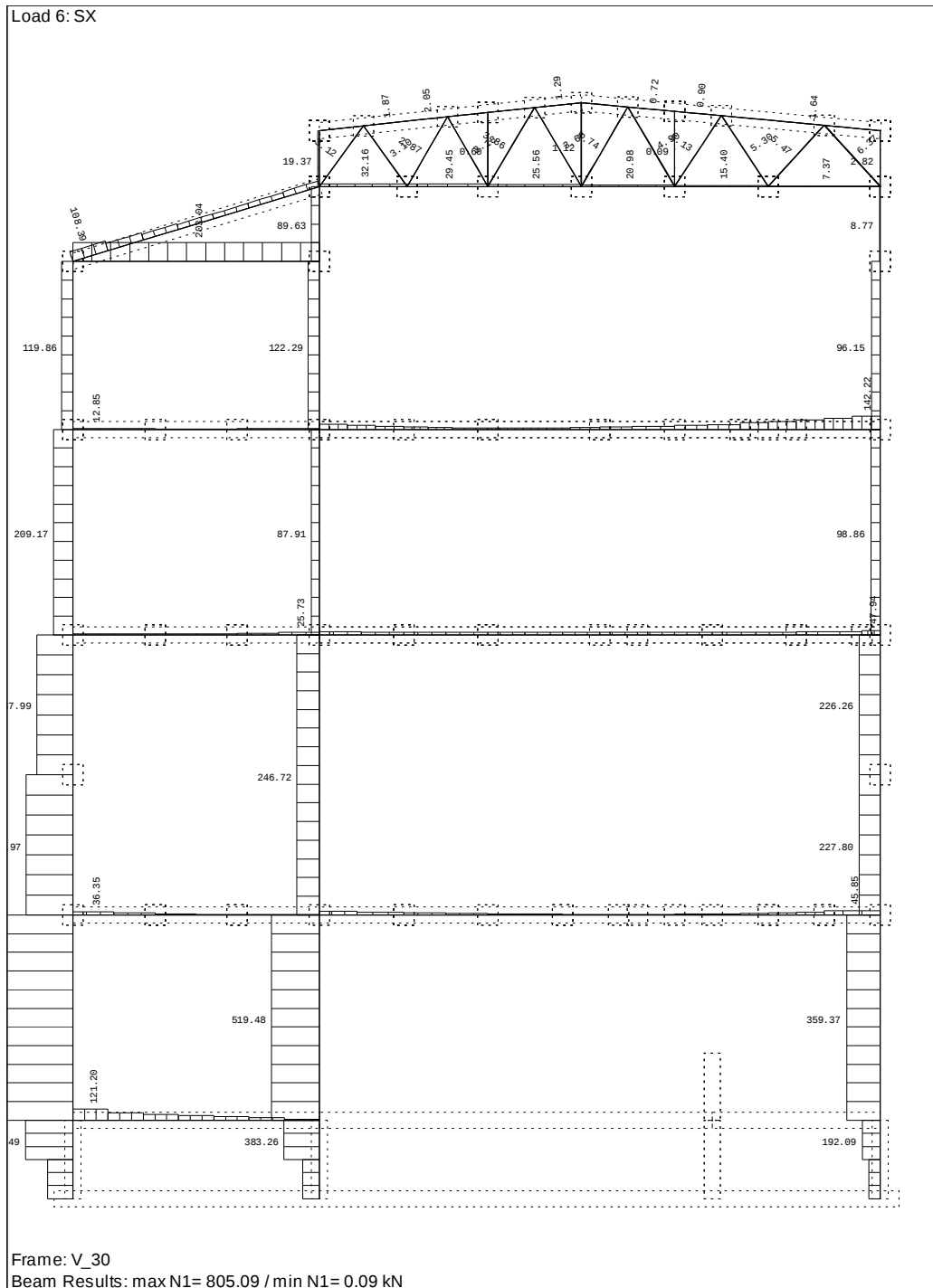
Load 4: SNOW

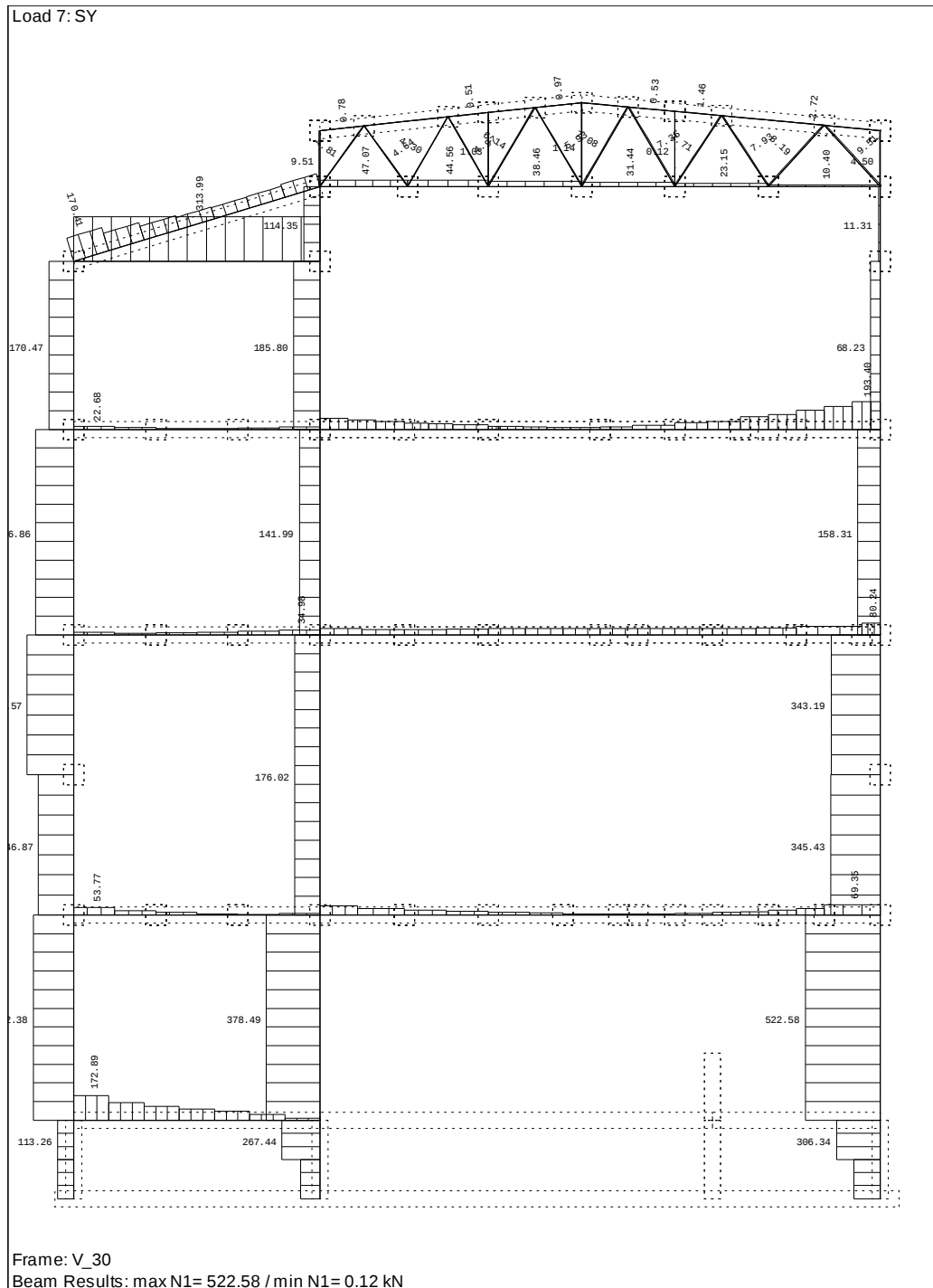


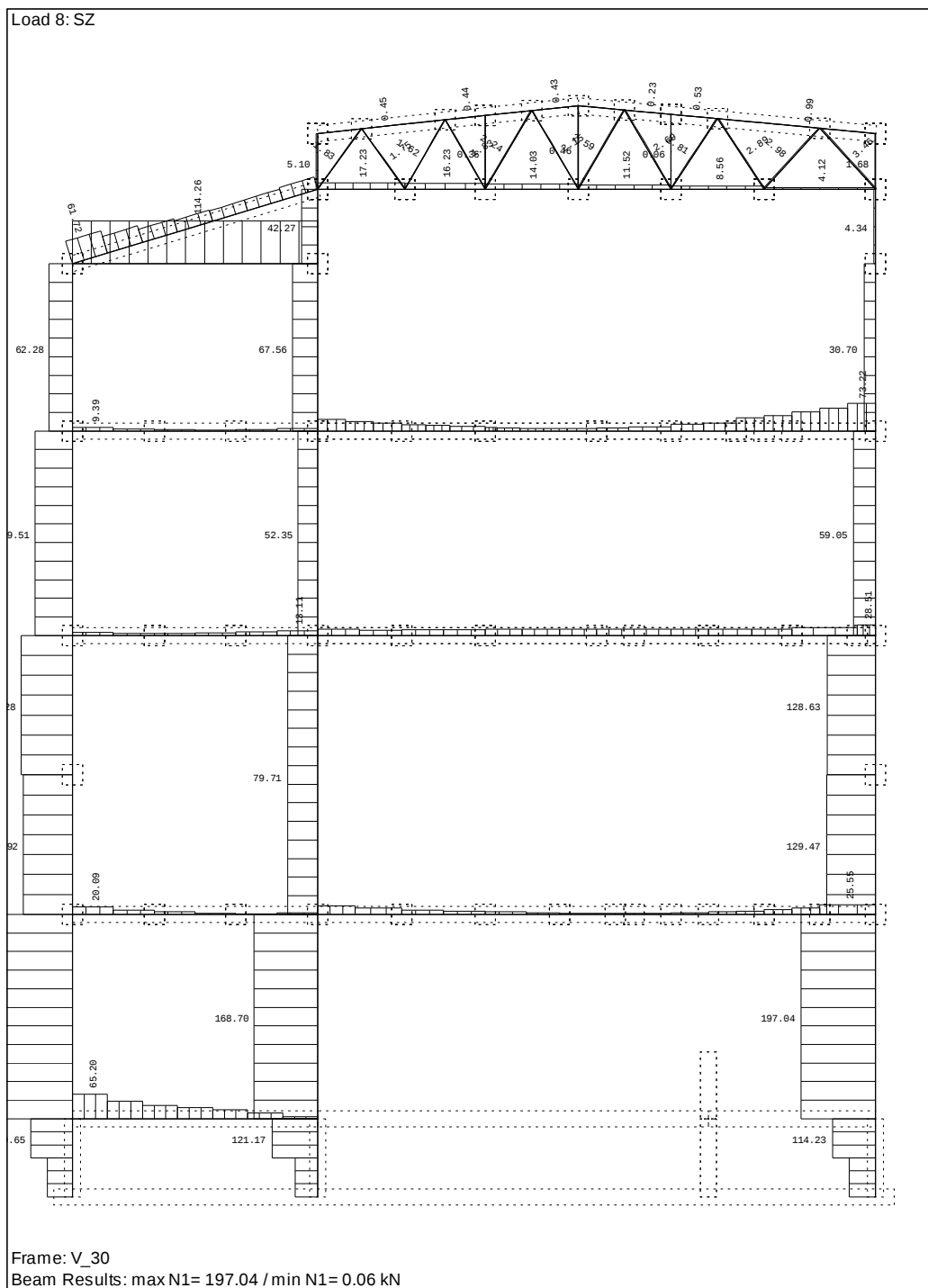
Frame: V_30

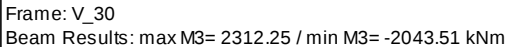
Beam Results: max N1= 12.51 / min N1= -40.61 kN

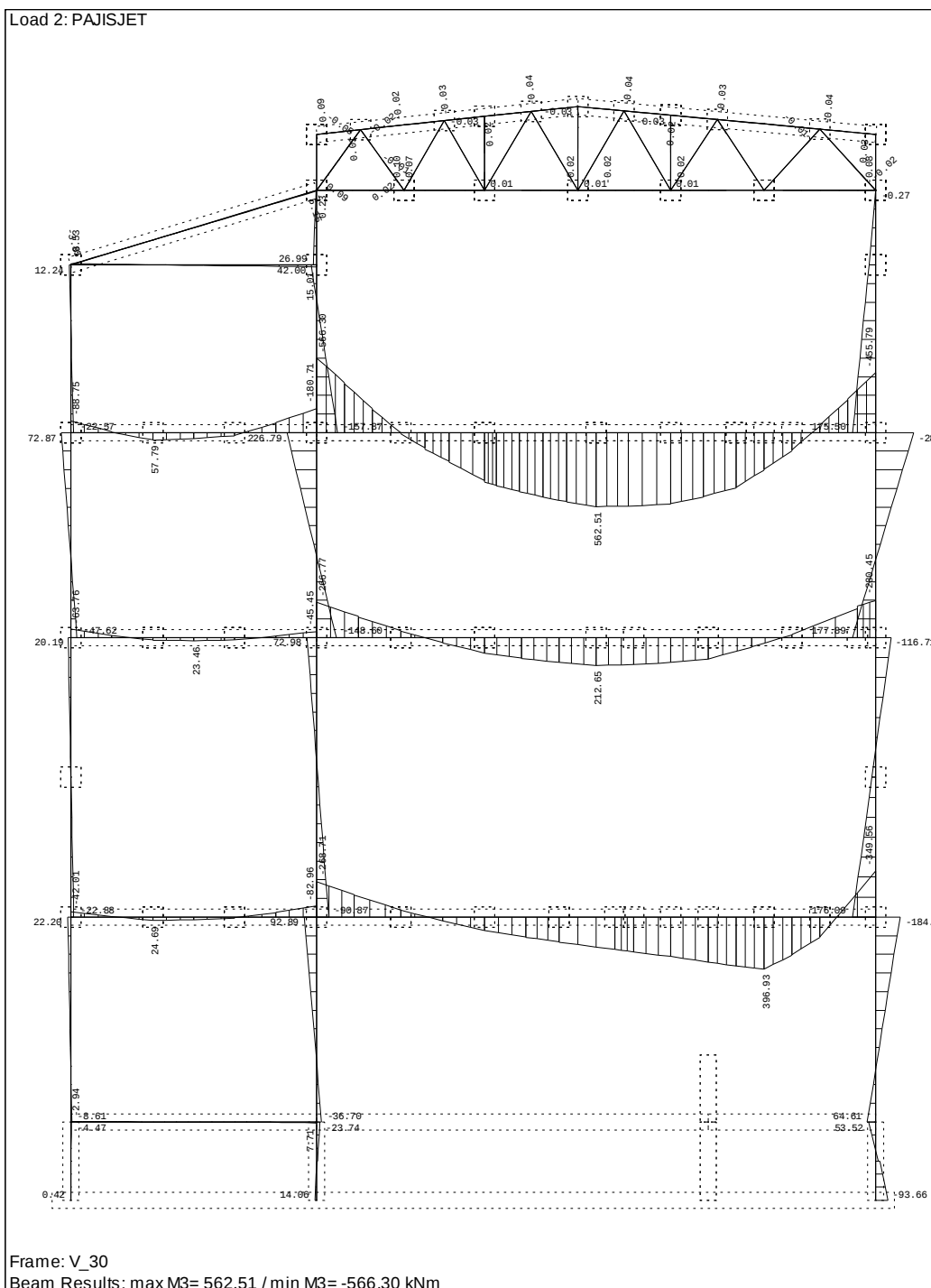


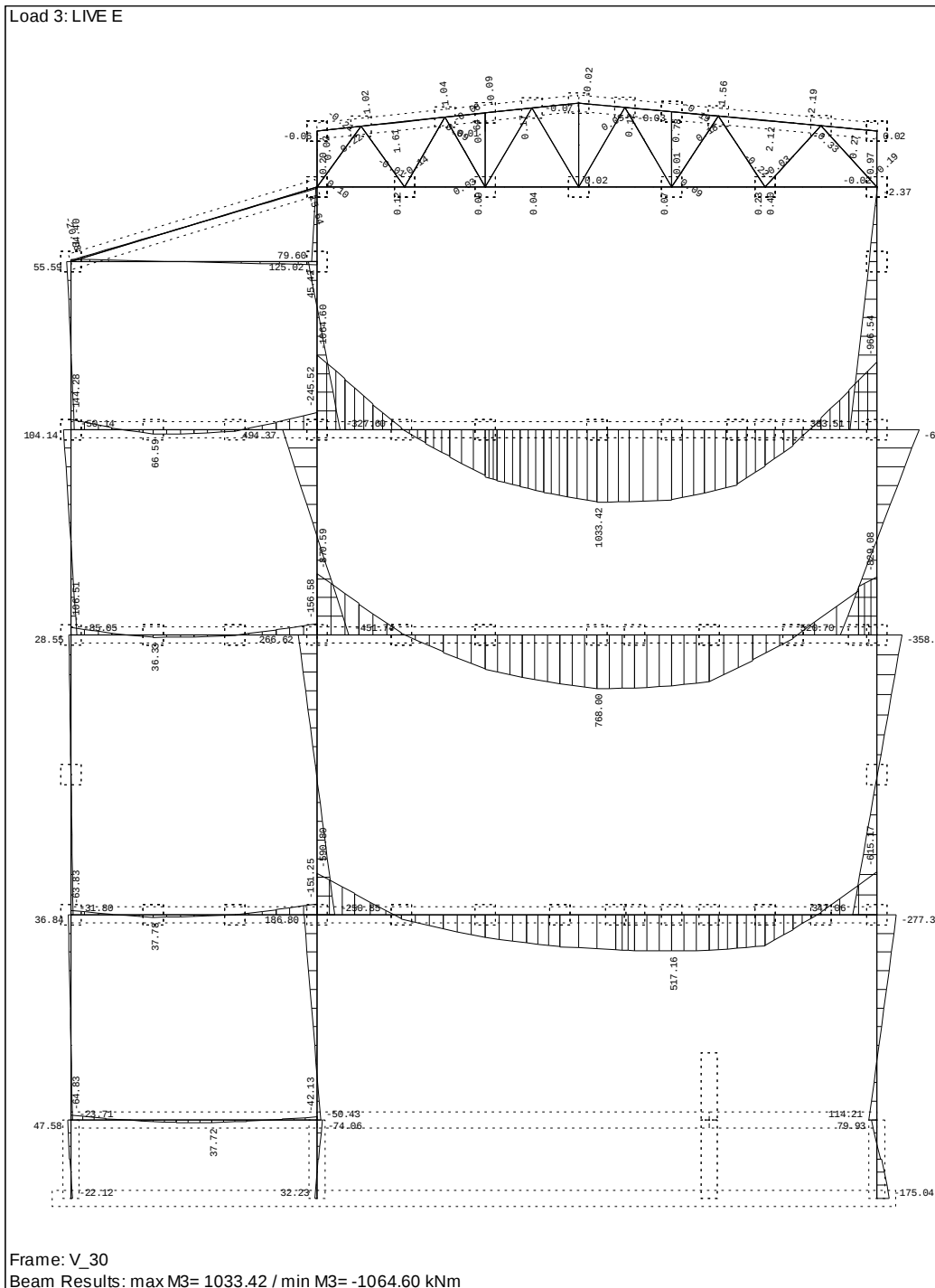


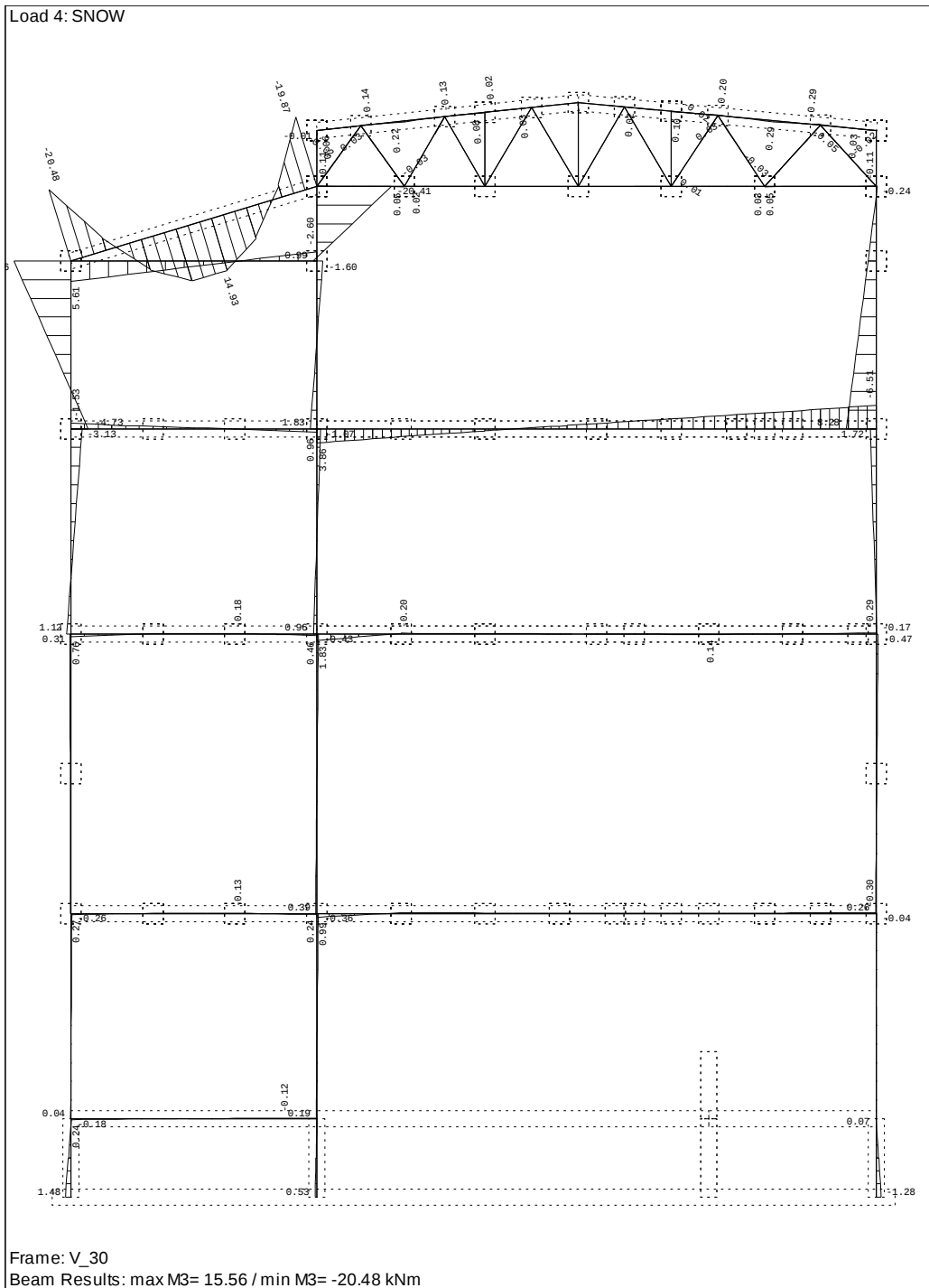


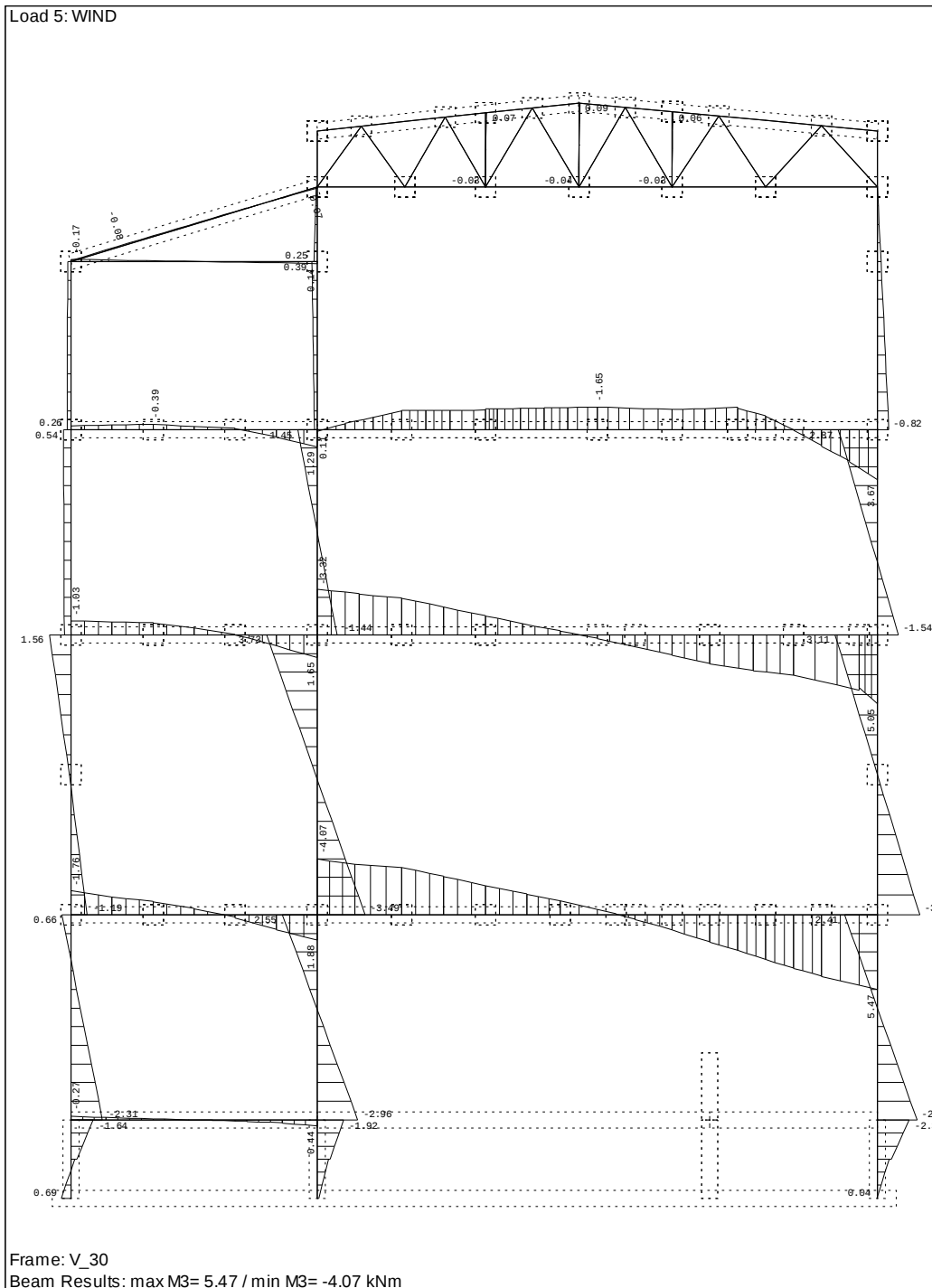


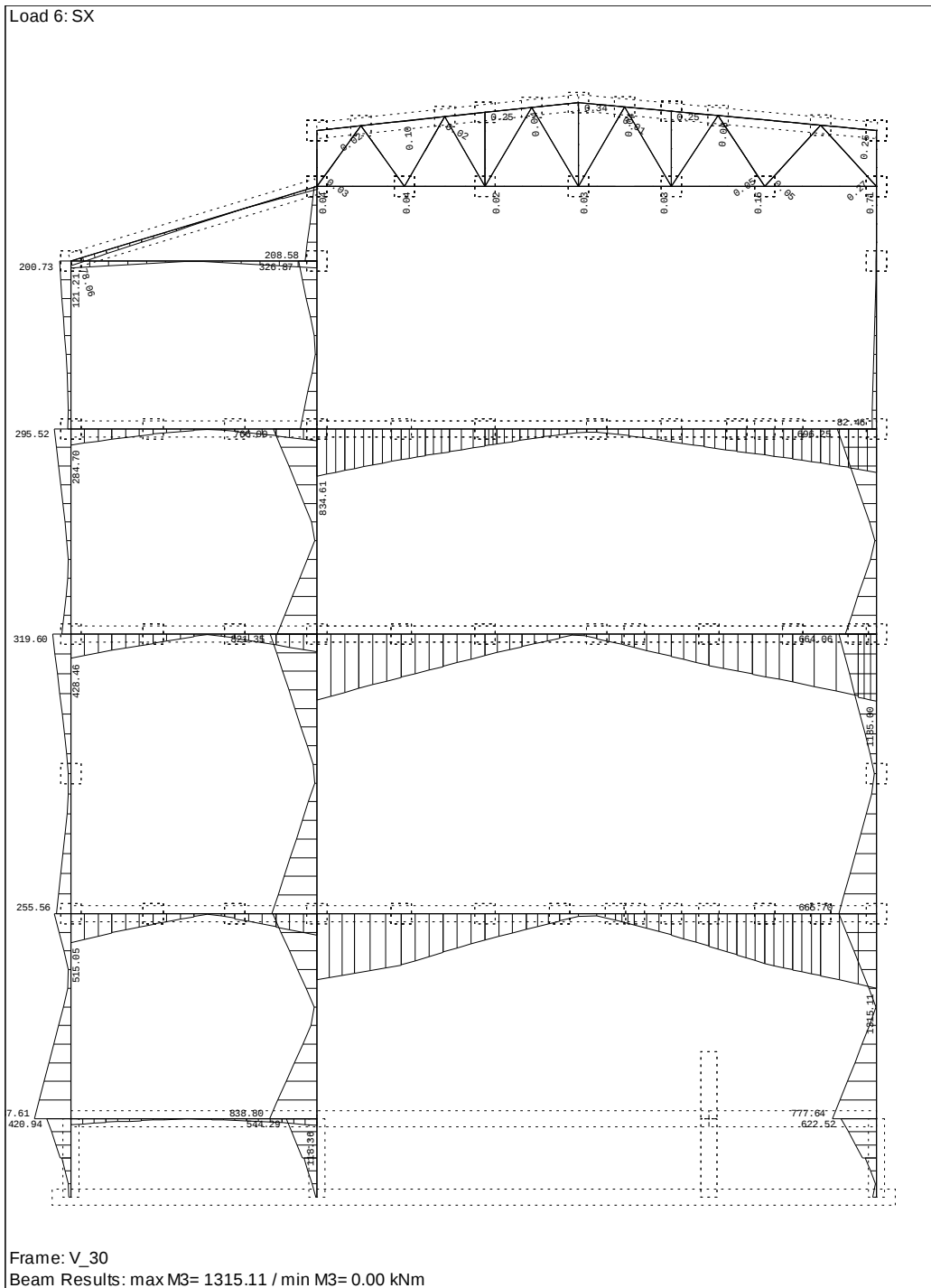


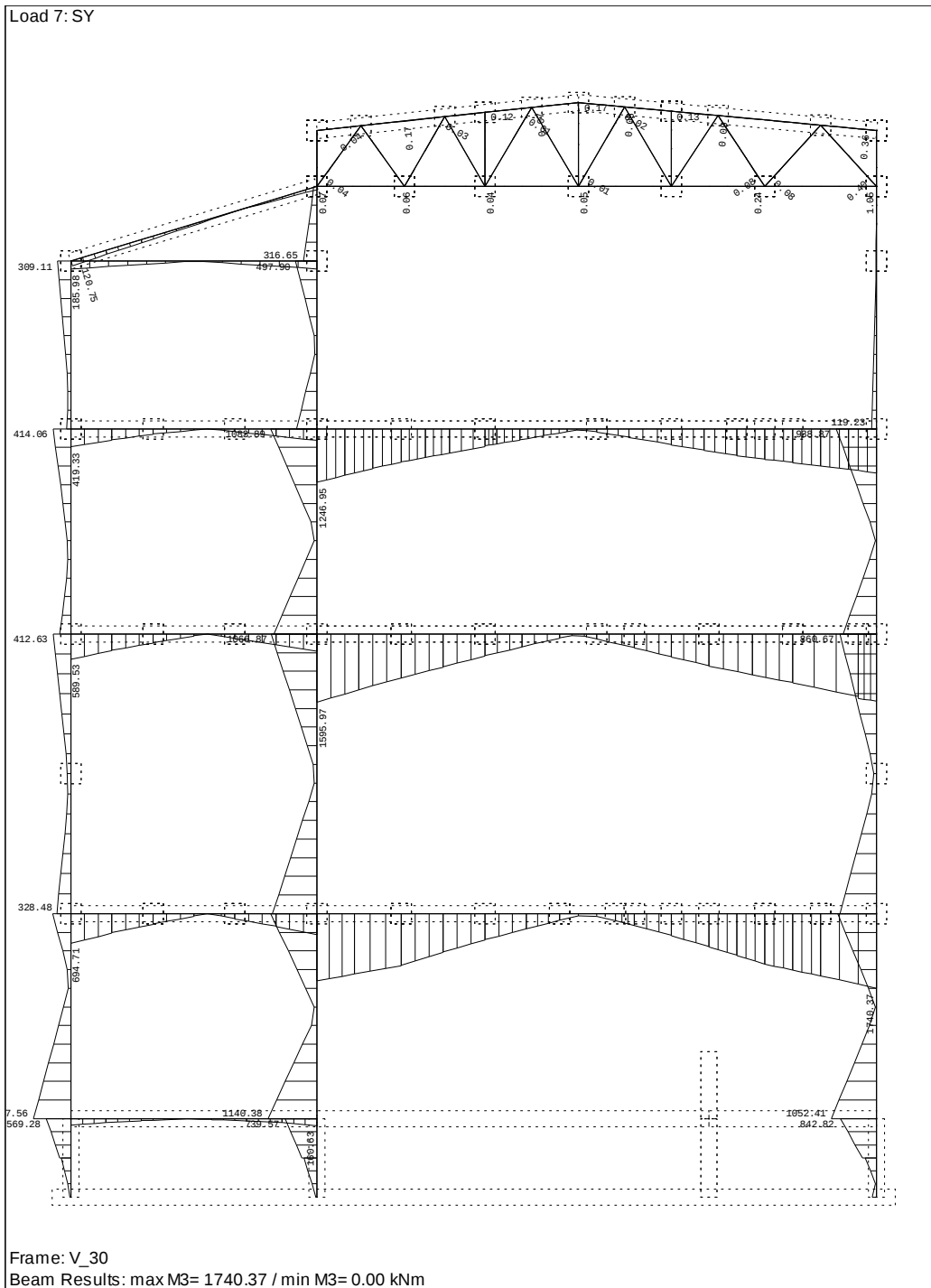




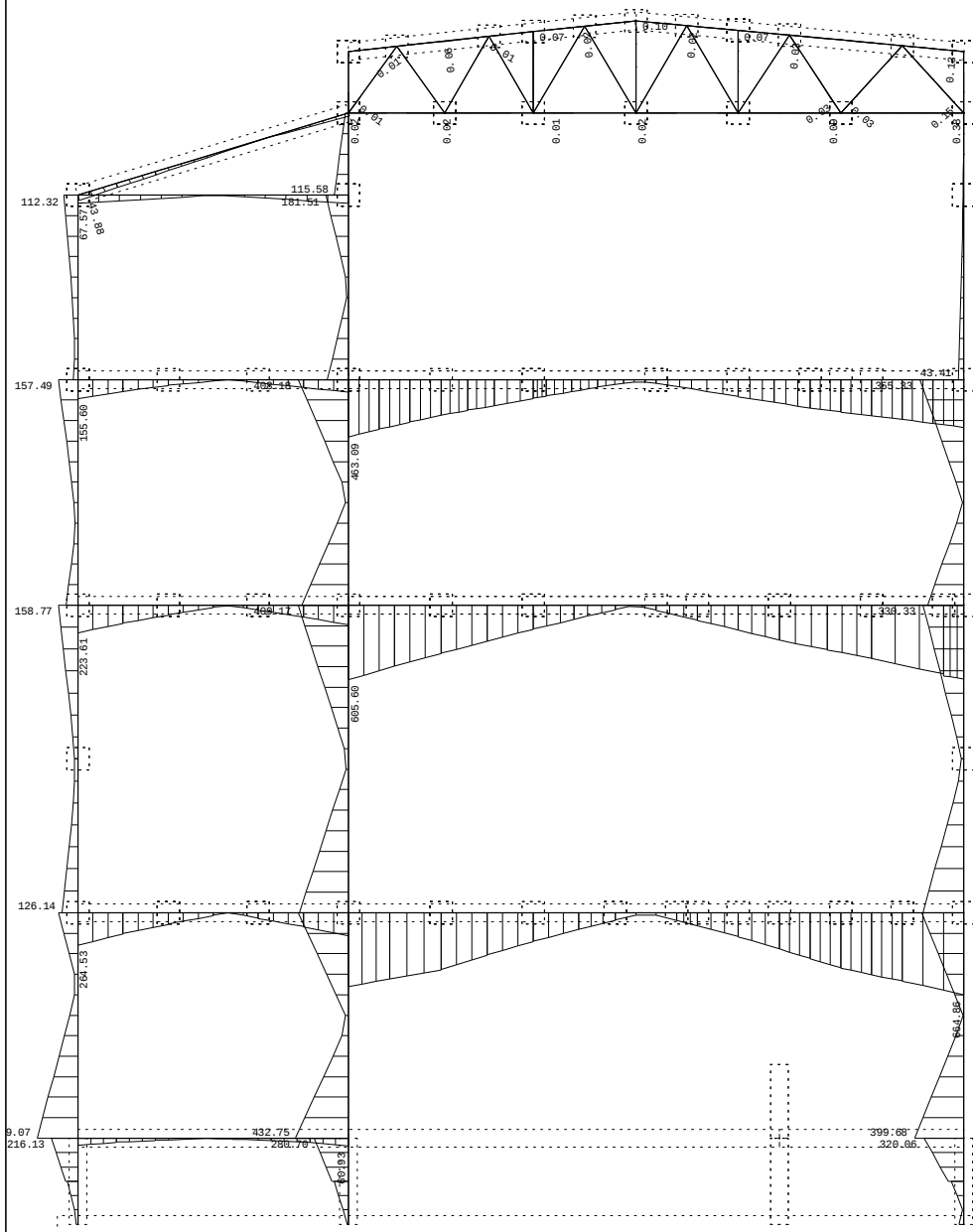








Load 8: SZ



Frame: V_30

Beam Results: max M3= 664.86 / min M3= 0.00 kNm

Referuar Fig.6.5. (Plani i kolonave në kuotën +5.50) dhe Fig.6.6. (Plani i trarëve në kuotën +5.50) janë paraqitur llogaritjet e kolonave në ndërprerjet e akseve B-12 dhe C-12.

Kolona B-12 [KZ-8] në ndërprerjen e akseve B-12. Betoni është klasa C30/37. Gjatësia e kolonës është $l=7500\text{mm}$. Ngarkimi i parë aplikohet pas 120 ditësh.

Llogaritjet janë paraqitur për kombinimin e ngarkesave ULS:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Nga diagramat e forcave të brendshme për kolonën B-12 nga kuota +5.50 deri në kuotën +13.00: Forca aksiale $N_{Ed}=7902.46\text{ kN}$ dhe momentet përkulës janë sipas diagramës mëposhtë. Akset lokale i referohen akseve të elementit në llogaritjet strukturale.

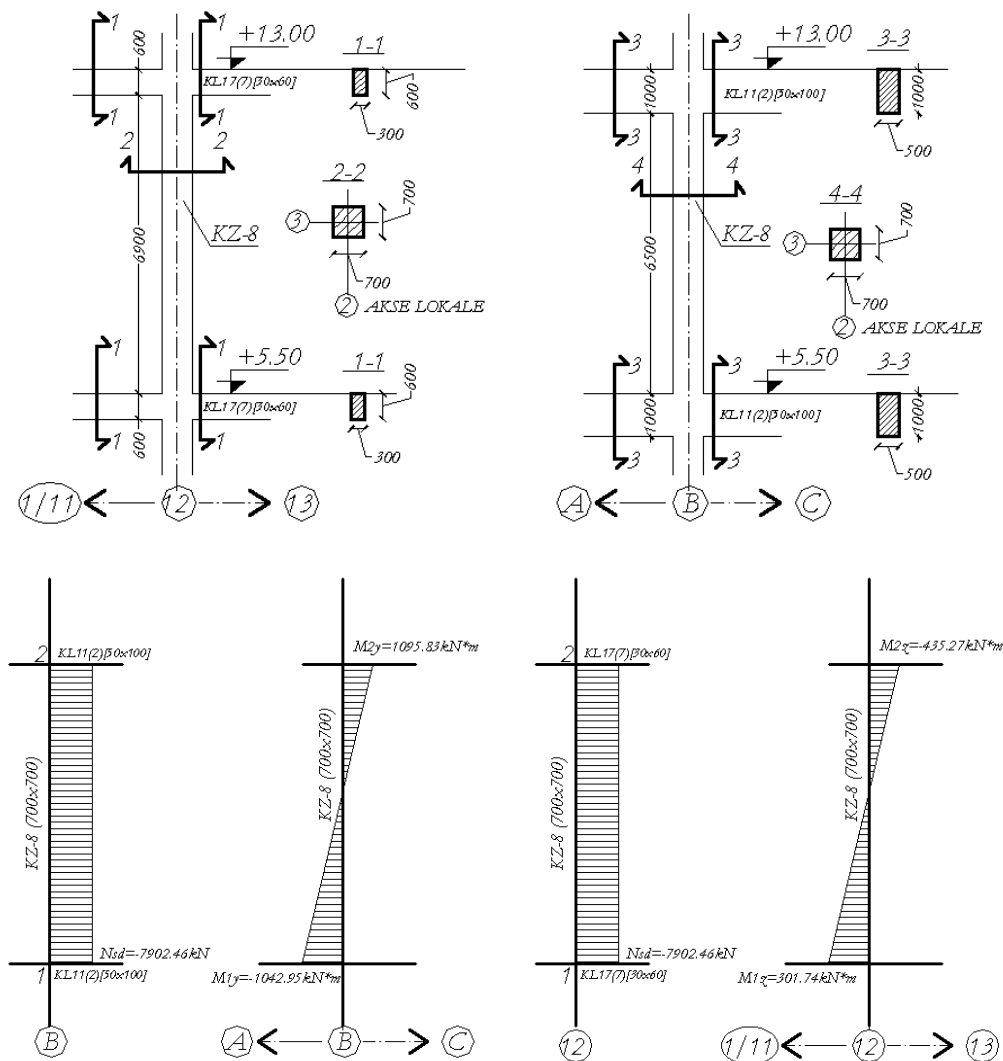


Fig.6.8. Kolona B-12 [KZ-8]

1. Llogaritja e gjatësisë efektive l_0 rreth aksit z ose aksit lokal 2.

Trarët në kuotën +5.50 dhe +13.00 janë me përmasa 300x600.

Lartësia e kolonës është 7500mm, trarët janë me gjatësi 6000mm.

Për elementët tip kolonë pjesë e ramave gjatësia efektive l_0 përcaktohet nëpërmjet shprehjeve referuar nyjeve 1 dhe 2 ne Fig.6.7.:

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

$$l = 7500 - 600/2 + 600/2 = 7500 \text{ mm}$$

$$k_1 = k_2 = [EI_{\text{col}}/l_{\text{col}}] / [2EI_{\text{tr1}}/l_{\text{tr1}} + 2EI_{\text{tr2}}/l_{\text{tr2}}] \geq 0.1$$

$$I_{\text{col}} = 700 \cdot 700^3 / 12 = 2 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{tr1}} = I_{\text{tr2}} = 300 \cdot 600^3 / 12 = 5.4 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$k_1 = k_2 = [I_{\text{col}}/l_{\text{col}}] / [2I_{\text{tr1}}/l_{\text{tr1}} + 2I_{\text{tr2}}/l_{\text{tr2}}]$$

$$k_1 = k_2 = [2 \cdot 10^{10} / 7500] / [2 \cdot 5.4 \cdot 10^9 / 6000 + 2 \cdot 5.4 \cdot 10^9 / 6000] = 0.740 > 0.1$$

$$l_0 = 0.5 \cdot 7500 \sqrt{\left(1 + \frac{0.74}{0.45 + 0.74}\right) \cdot \left(1 + \frac{0.74}{0.45 + 0.74}\right)} = 0.9 \cdot 7500$$

$$l_0 = 6750 \text{ mm}$$

Rrezja e inercise së seksionit është:

$$i = \sqrt{\frac{I_{\text{col}}}{A_{\text{col}}}} = \frac{h}{3.46} = \frac{700}{3.46} = 202.312 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 6750 / 202.31 = 33.36$$

Për llogaritjen e λ_{lim} vlerat e rekomanduara janë:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

ku: $A = 1 / (1 + 0.2 \varphi_{\text{ef}}) = 0.7$ kur nuk njihet φ_{ef}

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = 1.1 \text{ kur pa përcaktuar } \omega$$

$$C = 1.7 - r_m = 2.7$$

sepse $r_m = -1$ {momentet ne skaje janë afërsisht të barabartë me shenja të kundërta}

$$n = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}}) ;$$

$$\omega = A_s \cdot f_{\text{yd}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}}) \text{ ku } A_s \rightarrow \text{është sipërfaqja totale e armimit}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 7902.46 \cdot 10^3 / (700^2 \cdot 0.85 \cdot 30 / 1.5) = 0.949$$

$$\lambda_{lim} = 26.2 / (0.949)^{0.5} = 26.89$$

$$\lambda_{lim} < \lambda \quad (\text{kolonë e hollë})$$

2. Llogaritja e gjatësisë efektive l_0 rreth aksit y ose aksit lokal 3 të kolonës.

Trarët në kuotën +5.50 dhe +13.00 janë me përmasa 500x1000.

Lartësia e kolonës është 7500mm, trarët janë me gjatësi 15000mm.

Për elementët tip kolonë pjesë e ramave gjatësia efektive l_0 përcaktohet nëpërmjet shprehjeve :

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

$$l = 7500 - 1000/2 + 1000/2 = 7500 \text{ mm}$$

$$k_1 = k_2 = [EI_{col}/I_{col}] / [2EI_{tr1}/l_{tr1} + 2EI_{tr2}/l_{tr2}] \geq 0.1$$

$$I_{col} = 700 \cdot 700^3 / 12 = 2 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{tr1} = I_{tr2} = 500 \cdot 1000^3 / 12 = 4.17 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$k_1 = k_2 = [I_{col}/I_{col}] / [2I_{tr1}/l_{tr1} + 2I_{tr2}/l_{tr2}] =$$

$$k_1 = k_2 = [2 \cdot 10^{10} / 7500] / [2 \cdot 4.17 \cdot 10^{10} / 15000 + 2 \cdot 5.4 \cdot 10^9 / 15000] = 0.240 > 0.1$$

$$l_0 = 0.5 \cdot 7500 \sqrt{\left(1 + \frac{0.24}{0.45 + 0.24}\right) \cdot \left(1 + \frac{0.24}{0.45 + 0.24}\right)} = 0.82 \cdot 7500$$

$$l_0 = 6150 \text{ mm}$$

Rrezja e inercisë së seksionit është:

$$i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_{col}}} = \frac{h}{3.46} = \frac{700}{3.46} = 202.312 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 6150 / 202.31 = 30.39$$

Për llogaritjen e λ_{lim} vlerat e rekomanduara janë:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

ku: $A = 1 / (1 + 0.2 \varphi_{ef}) = 0.7$ kur nuk njihet φ_{ef}

$$B = \sqrt[3]{(1 + 2\omega)} = 1.1 \text{ kur pa përcaktuar } \omega$$

$$C = 1.7 - r_m = 2.7$$

sepse $r_m = -1$ {momentet në skaje janë afërsisht të barabartë me shenja të kundërta}

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) ;$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) \text{ ku } A_s \rightarrow \text{është sipërfaqja totale e armimit}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 7902.46 \cdot 10^3 / (700^2 \cdot 0.85 \cdot 30 / 1.5) = 0.949$$

$$\lambda_{lim} = 26.2 / (0.949)^{0.5} = 26.89$$

$$\lambda_{lim} < \lambda \text{ (kolonë e hollë)}$$

Në këtë vlerësim është marrë në llogaritje deformkoha me parametra që i referohen rekomandimeve të EC2. Për të vlerësuar deformkohën duke llogaritur koeficientët faktike të deformkohës më poshtë paraqiten llogaritjet duke përdorur programet kompjuterike. Llogaritjen e kolonës do ta bëjmë me të dy mënyrat N.S. dhe N.C.

Diagramat e forcave të brendshme në Fig. 6.8. i takojnë llogaritjeve ku deformkoha nuk është konsideruar në llogaritje.

Në diskutim marrim kombinimin e ngarkesave 1.35G+1.5P (kombinimi ULS). Klasa ambjentale e zgjedhur është XC3, klasa e betonit është C30/37 me $f_{ck} = 30.00$ (MPa), betoni ka peshë vëllimore 2501.36 kG/m³ me përmbajtje çimento të klasës N, shtresa mbrojtëse e kolonës është 40mm. Lagështia relative ambjentale është RH=67% për ngarkim të parë pas 120 ditësh. Armatura është S500 me $f_{yk} = 500.00$ (MPa).

Referuar seksionit 5.8.1. të Eurokodit 2 prEN1992_1_1_64_e_dec04, për llogaritjen në studim e për qëllime projektimi elementë pjesë të strukturës mund të trajtohen si elementë të vecuar duke trajtuar konditat e mbërthimit në skaje.

I) Rasti I nuk merr në konsideratë efektin e deformkohës dhe fikson koeficientin $\varphi(\infty, t_0) = 0$ dhe koeficientin e reduktuar të deformkohës $\varphi_{ef} = 0$.

Llogaritja me metodën bazuar në kurbaturën nominale N.C.

Koeficienti i deformkohës : $\varphi(\infty, t_0) = 0.0$

Klasa e çimentos : N

Klasifikimi ambjental : XC3

Analiza sipas kombinimit të ngarkesave ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e brendshme:

$$N_{sd} = 7902.46 \text{ (kN)} ; \quad M_{sdy} = 1095.83 \text{ (kN*m)} ; \quad M_{sdz} = -435.27 \text{ (kN*m)}$$

Forcat e projektuara, shtesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$$N = 7902.46 \text{ (kN)} ; \quad N \cdot e_{toty} = 1376.91 \text{ (kN*m)} ; \quad N \cdot e_{totz} = -612.79 \text{ (kN*m)} ;$$

Eksentriciteti:	$e_z \text{ (My/N)}$	$e_y \text{ (Mz/N)}$
Statik e_{Ed} :	13.9 (cm)	-5.5 (cm)
Pasaktësi në ndërtim e_i :	1.2 (cm)	0.0 (cm)
Rendi II e_2 :	2.3 (cm)	2.2 (cm)
Minimal e_{min} :	2.3 (cm)	2.3 (cm)
Total e_{tot} :	17.4 (cm)	-7.8 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	L_0 (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.75	33.40	23.23	Kolonë e hollë $\lambda > \lambda_{lim}$

Analiza e rendit II

$$M_2 = 1095.83 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -1042.96 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = 1095.83 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = \theta_1 \cdot l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha_h = 0.73$$

$$\alpha_m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$M_2 = N \cdot e_2 = 183.70 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l_0^2 / c \cdot (1/r) = 2.3 \text{ (cm)}$$

$$c = 10.00$$

$$(1/r) = K_r \cdot K_\phi \cdot (1/r_0) = 0.01$$

$$K_r = 0.66$$

$$\begin{aligned}
 K\phi &= 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.00 \\
 \beta &= 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.00 \\
 \varphi_{ef} &= 0.00 \\
 1/r_0 &= (f_{yd}/E_s)/(0.45 \cdot d) = 0.01 \\
 d &= 62.9 \text{ (cm)} \\
 E_s &= 200000.00 \text{ (MPa)} \\
 f_{yd} &= 434.78 \text{ (MPa)} \\
 M_{Edmin} &= 184.39 \text{ (kN*m)} \\
 M_{Ed} &= \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = 1376.91 \text{ (kN*m)}
 \end{aligned}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (akse globale) ose 2 (akse lokale i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.15	30.43	23.23	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$\begin{aligned}
 M_2 &= 301.74 \text{ (kN*m)} & M_1 &= -435.27 \text{ (kN*m)} & M_0 &= -435.27 \text{ (kN*m)} \\
 ea &= 0.0 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$\begin{aligned}
 M_2 &= N \cdot e_2 = 177.51 \text{ (kN*m)} \\
 e_2 &= l_0^2 / c \cdot (1/r) = 2.2 \text{ (cm)} \\
 c &= 10.00 \\
 (1/r) &= K_r \cdot K\phi \cdot (1/r_0) = 0.01 \\
 K_r &= 0.66 \\
 K\phi &= 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.00 \\
 \beta &= 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.00 \\
 \varphi_{ef} &= 0.00 \\
 1/r_0 &= (f_{yd}/E_s)/(0.45 \cdot d) = 0.01 \\
 d &= 54.0 \text{ (cm)} \\
 E_s &= 200000.00 \text{ (MPa)} \\
 f_{yd} &= 434.78 \text{ (MPa)} \\
 M_{Edmin} &= 184.39 \text{ (kN*m)} \\
 M_{Ed} &= \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = -612.79 \text{ (kN*m)}
 \end{aligned}$$

Llogaritja me metodën bazuar në shtangësinë nominale N.S.

Koeficienti i deformkohës : $\varphi(\infty, t_0) = 0.0$

Klasa e çimentos : N

Klasifikimi ambjental : XC3

Analiza ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e brendshme:

$N_{sd} = 7902.46 \text{ (kN)}$ $M_{sdy} = 1095.83 \text{ (kN*m)}$ $M_{sdz} = -435.27 \text{ (kN*m)}$

Forcat e projektuara, shtesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$N = 7902.46 \text{ (kN)}$ $N * e_{toty} = 1396.40 \text{ (kN*m)}$ $N * e_{totz} = -538.15 \text{ (kN*m)}$

Eksentriciteti:	$e_z \text{ (My/N)}$	$e_y \text{ (Mz/N)}$
Statik e_{Ed} :	13.9 (cm)	-5.5 (cm)
Pasaktësi në ndërtim e_i :	1.2 (cm)	0.0 (cm)
Rendi I e_0 :	15.1 (cm)	-5.5 (cm)
Minimal e_{min} :	2.3 (cm)	2.3 (cm)
Total e_{tot} :	17.7 (cm)	-6.8 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	$L_0 \text{ (m)}$	λ	λ_{lim}	
7.50	6.75	33.40	22.77	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$M_2 = 1095.83 \text{ (kN*m)}$ $M_1 = -1042.96 \text{ (kN*m)}$ $M_0 = 1095.83 \text{ (kN*m)}$

$$e_a = \theta_1 * l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha_h = 0.73$$

$$\alpha_m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.17$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 65155.42 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c * E_{cd} * J_c + K_s * E_s * J_s = 300786.50 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.00$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 98623.1 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.19$$

$$K_s = 1.00$$

$$M_{Edmin} = 184.39 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin} ; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 1396.40 \text{ (kN*m)}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (aks global) ose 2 (aks lokal i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.15	30.43	22.77	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 301.74 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -435.27 \text{ (kN*m)}$$

$$M_0 = -435.27 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = 0.0 \text{ (cm)}$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.24$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 49151.21 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c * E_{cd} * J_c + K_s * E_s * J_s = 188358.27 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.00$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 47010.8 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.18$$

$$K_s = 1.00$$

$$M_{Edmin} = 184.39 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed \min}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -538.15 \text{ (kN*m)}$$

II) Rasti II vlerëson deformkohën për kushtet ambjentale të zonës ku ndërtohet objekti, llogariten vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficientit të reduktuar të deformkohës φ_{ef} dhe ndikimi i tyre në madhësinë e forcave të brendshme për kolonën B-12.

Llogaritja me metodën bazuar në kurbaturën nominale N.C.

Koeficienti i deformkohës : $\varphi(\infty, t_0) = 1.43$
 Klasa e çimentos : N
 Klasifikimi ambjental : XC3

Analiza ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e brendshme:

$N_{sd} = 7902.46 \text{ (kN)}$ $M_{sdy} = 1095.83 \text{ (kN*m)}$ $M_{sdz} = -435.27 \text{ (kN*m)}$

Forcat e projektuara, shtesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$N = 7902.46 \text{ (kN)}$ $N^*e_{toty} = 1429.87 \text{ (kN*m)}$ $N^*e_{totz} = -668.33 \text{ (kN*m)}$

Eksentriciteti:	$e_z \text{ (My/N)}$	$e_y \text{ (Mz/N)}$
Statik e_{Ed} :	13.9 (cm)	-5.5 (cm)
Pasaktësi në ndërtim e_i :	1.2 (cm)	0.0 (cm)
Rendi II e_2 :	3.0 (cm)	2.9 (cm)
Minimal e_{min} :	2.3 (cm)	2.3 (cm)
Total e_{tot} :	18.1 (cm)	-8.5 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	$L_0 \text{ (m)}$	λ	λ_{lim}	
7.50	6.75	33.40	19.85	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 1095.83 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -1042.96 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = 1095.83 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = \theta_1 * l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha_h = 0.73$$

$$\alpha_m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$M_2 = N * e_2 = 236.66 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l_0^2 / c * (1/r) = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$c = 10.00$$

$$(1/r) = K_r * K_\phi * (1/r_0) = 0.01$$

$$K_r = 0.68$$

$$K_\phi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1.27$$

$$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 = 0.28$$

$$\varphi_{ef} = 0.96$$

$$1/r_0 = (f_{yd} / E_s) / (0.45 * d) = 0.01$$

$$d = 63.0 \text{ (cm)}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 184.39 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = 1429.87 \text{ (kN*m)}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (akse globale) ose 2 (akse lokale i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	L ₀ (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.15	30.43	19.85	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 301.74 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -435.27 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = -435.27 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = 0.0 \text{ (cm)}$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$M_2 = N * e_2 = 233.06 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l_0^2 / c * (1/r) = 2.9 \text{ (cm)}$$

$$c = 10.00$$

$$(1/r) = Kr \cdot K\phi \cdot (1/r_0) = 0.01$$

$$Kr = 0.68$$

$$K\phi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.29$$

$$\beta = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.30$$

$$\varphi_{ef} = 0.96$$

$$1/r_0 = (f_{yd}/E_s)/(0.45 \cdot d) = 0.01$$

$$d = 53.9 \text{ (cm)} \quad (5.35)$$

$$E_s = 200000.00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 184.39 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = -668.33 \text{ (kN*m)}$$

Llogaritja me metodën bazuar në shtangësinë nominale N.S.

Koeficienti i deformkohës : $\varphi(\infty, t_0) = 1.43$

Klasa e çimentos : N

Klasifikimi ambjental : XC3

Analiza ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e brendshme:

$$N_{sd} = 7902.46 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = 1095.83 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = -435.27 \text{ (kN*m)}$$

Forcat e projektuara, shtesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$$N = 7902.46 \text{ (kN)} \quad N \cdot e_{toty} = 1426.79 \text{ (kN*m)} \quad N \cdot e_{totz} = -574.08 \text{ (kN*m)}$$

Eksentriciteti: ez (My/N) ey (Mz/N)

Statik e_{Ed}: 13.9 (cm) -5.5 (cm)

Pasaktësi në ndërtim e_i: 1.2 (cm) 0.0 (cm)

Rendi I e₀: 15.1 (cm) -5.5 (cm)

Minimal e_{min}: 2.3 (cm) 2.3 (cm)

Total e_{tot}: 18.1 (cm) -7.3 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.75	33.40	19.47	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 1095.83 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -1042.96 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = 1095.83 \text{ (kN*m)}$$

$$ea = \theta_1 \cdot l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha h \cdot \alpha m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha h = 0.73$$

$$\alpha m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.20$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 \cdot EJ) / l_0^2 = 57707.41 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c \cdot E_{cd} \cdot J_c + K_s \cdot E_s \cdot J_s = 266403.18 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.96$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 106851.2 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.10$$

$$K_s = 1.00$$

$$M_{Edmin} = 184.39 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 1426.79 \text{ (kN*m)}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (aks global) ose 2 (aks lokal i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.15	30.43	19.47	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 301.74 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -435.27 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = -435.27 \text{ (kN*m)}$$

$$ea = 0.0 \text{ (cm)}$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.32$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 38473.82 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c * E_{cd} * J_c + K_s * E_s * J_s = 147440.16 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.96$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 49711.9 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.09 \text{ ()}$$

$$K_s = 1.00 \text{ ()}$$

$$M_{Edmin} = 184.39 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -574.08 \text{ (kN*m)}$$

Kolona C-12 [KZ-3] në ndërprerjen e akseve C-12. Betoni është klasa C30/37. Gjatësia e kolonës është $l=7500\text{mm}$. Ngarkimi i parë aplikohet pas 120 ditësh.

Për kombinimin e ngarkesave ULS:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Nga diagramat e forcave të brendshme për kolonën C-12 nga kuota +5.50 deri në kuotën +13.00:

Forca aksiale $N_{Ed}=5492.05 \text{ kN}$ dhe momentet përkulës sipas diagramës mëposhtë.

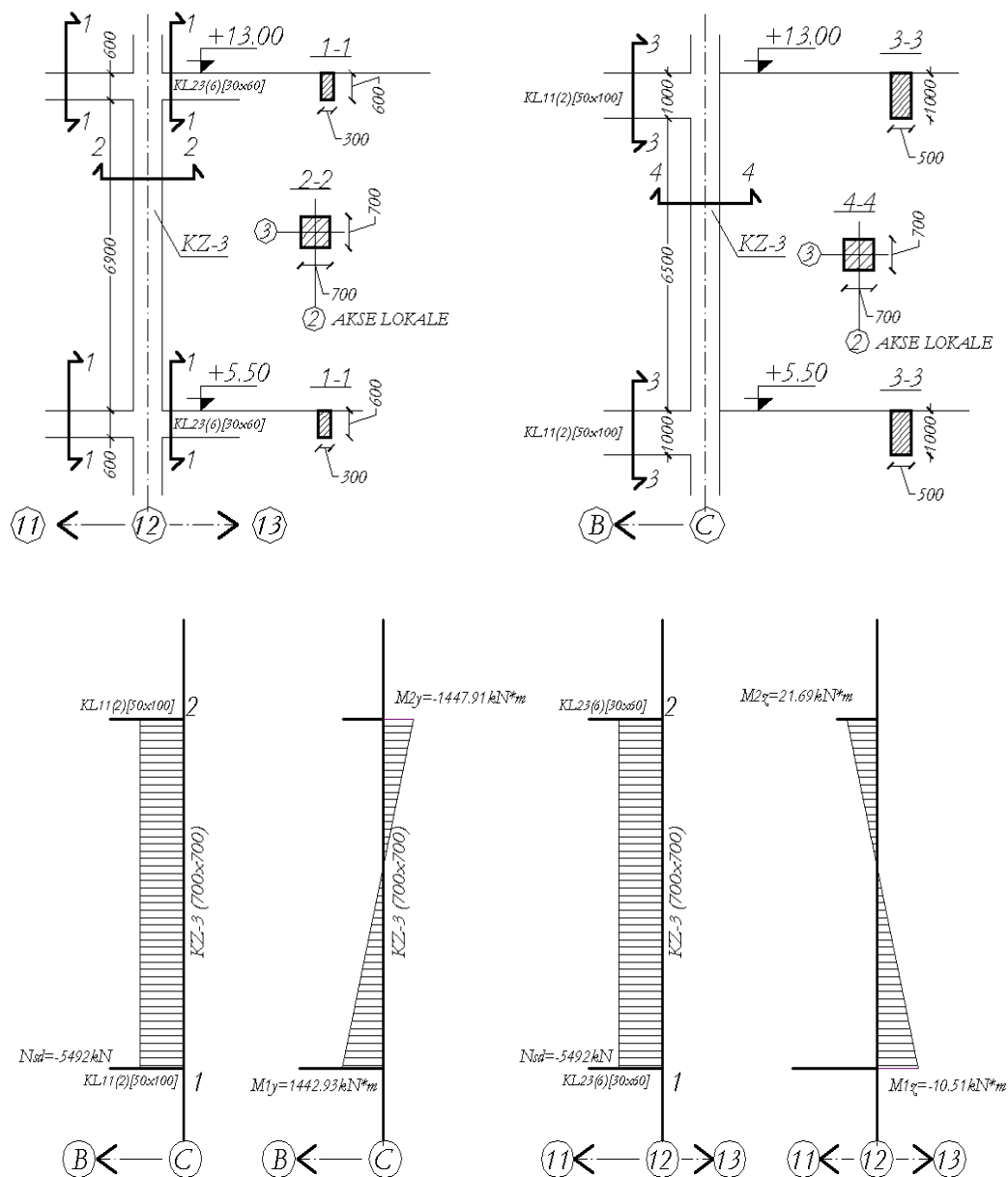


Fig.6.9. Kolona C-12 [KZ-3]. Diagrama e forcave të brendshme.

1. Llogaritja e gjatësisë efektive l_0 rreth aksit z ose aksit lokal 2.
Trarët në kuotën +5.50 dhe +13.00 janë me përmasa 300x600.
Lartësia e kolonës është 7500mm, trarët janë me gjatësi 6000mm.

Për elementët tip kolonë pjesë e ramave gjatësia efektive l_0 përcaktohet nëpërmjet shprehjeve referuar nyjeve 1 dhe 2 ne Fig.6.8.: :

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

$$l = 7500 - 600/2 + 600/2 = 7500 \text{ mm}$$

$$k_1 = k_2 = [EI_{\text{col}}/l_{\text{col}}] / [2EI_{\text{tr1}}/l_{\text{tr1}} + 2EI_{\text{tr2}}/l_{\text{tr2}}] \geq 0.1$$

$$I_{\text{col}} = 700 \cdot 700^3 / 12 = 2 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{tr1}} = I_{\text{tr2}} = 300 \cdot 600^3 / 12 = 5.4 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$k_1 = k_2 = [I_{\text{col}}/l_{\text{col}}] / [2I_{\text{tr1}}/l_{\text{tr1}} + 2I_{\text{tr2}}/l_{\text{tr2}}]$$

$$k_1 = k_2 = [2 \cdot 10^{10} / 7500] / [2 \cdot 5.4 \cdot 10^9 / 6000 + 0] = 1.482 > 0.1$$

$$l_0 = 0.5 \cdot 7500 \sqrt{\left(1 + \frac{1.482}{0.45 + 1.482}\right) \cdot \left(1 + \frac{1.482}{0.45 + 1.482}\right)} = 0.94 \cdot 7500$$

$$l_0 = 7050 \text{ mm}$$

Rrezja e inersise së seksionit është:

$$i = \sqrt{\frac{I_{\text{col}}}{A_{\text{col}}}} = \frac{h}{3.46} = \frac{700}{3.46} = 202.312 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 7050 / 202.31 = 34.84$$

Për llogaritjen e λ_{lim} vlerat e rekomanduara janë:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

ku: $A = 1 / (1 + 0.2 \varphi_{\text{ef}}) = 0.7$ kur nuk njihet φ_{ef}

$$B = \sqrt[3]{(1 + 2\omega)} = 1.1 \text{ kur pa përcaktuar } \omega$$

$$C = 1.7 - r_m = 2.7$$

sepse $r_m = -1$ {momentet në skaje janë afërsisht të barabartë me shenja të kundërta}

$$n = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}}) ;$$

$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$ ku $A_s \rightarrow$ është sipërfaqja totale e armimit

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 5492 \cdot 10^3 / (700^2 \cdot 0.85 \cdot 30 / 1.5) = 0.659$$

$$\lambda_{lim} = 26.2 / (0.659)^{0.5} = 32.28$$

$$\lambda_{lim} < \lambda \quad (\text{kolonë e hollë})$$

2. Llogaritja e gjatësisë efektive l_0 rreth aksit y ose aksit lokal 3.

Trarët në kuotën +5.50 dhe +13.00 janë me përmasa 500x1000.

Lartësia e kolonës është 7500mm, trarët janë me gjatësi 15000mm.

Për elementët tip kolonë pjesë e ramave gjatësia efektive l_0 përcaktohet nëpërmjet shprehjeve :

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

$$l = 7500 - 1000/2 + 1000/2 = 7500 \text{ mm}$$

$$k_1 = k_2 = [EI_{col} / I_{col}] / [2EI_{tr1} / l_{tr1} + 2EI_{tr2} / l_{tr2}] \geq 0.1$$

$$I_{col} = 700 \cdot 700^3 / 12 = 2 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{tr1} = I_{tr2} = 500 \cdot 1000^3 / 12 = 4.17 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$k_1 = k_2 = [I_{col} / I_{col}] / [2I_{tr1} / l_{tr1} + 2I_{tr2} / l_{tr2}] =$$

$$k_1 = k_2 = [2 \cdot 10^{10} / 7500] / [2 \cdot 4.17 \cdot 10^{10} / 15000 + 0] = 0.480 > 0.1$$

$$l_0 = 0.5 \cdot 7500 \sqrt{\left(1 + \frac{0.480}{0.45 + 0.480}\right) \cdot \left(1 + \frac{0.480}{0.45 + 0.480}\right)} = 0.87 \cdot 7500$$

$$l_0 = 6525 \text{ mm}$$

Rrezja e inercise së seksionit është:

$$i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_{col}}} = \frac{h}{3.46} = \frac{700}{3.46} = 202.312 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 6525 / 202.31 = 32.25$$

Për llogaritjen e λ_{lim} vlerat e rekomanduara janë:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

ku: $A = 1 / (1 + 0.2 \varphi_{ef}) = 0.7$ kur nuk njihet φ_{ef}

$$B = \sqrt[3]{(1 + 2\omega)} = 1.1 \text{ kur pa përcaktuar } \omega$$

$$C = 1.7 - r_m = 2.7$$

sepse $r_m = -1$ {momentet ne skaje janë afërsisht të barabartë me shenja të kundërta}

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) ;$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) \text{ ku } A_s \rightarrow \text{është sipërfaqja totale e armimit}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 5492 \cdot 10^3 / (700^2 \cdot 0.85 \cdot 30 / 1.5) = 0.659$$

$$\lambda_{lim} = 26.2 / (0.659)^{0.5} = 32.28$$

$$\lambda_{lim} \approx \lambda \text{ (kolonë e hollë)}$$

Në këtë vlerësim nuk është marrë në llogaritje deformkoha parametrat i referohen rekomandimeve te EC2. Për të vlerësuar deformkohën po paraqiten llogaritjet duke përdorur programet kompjuterike. Llogaritjen e kolonës do ta bëjmë me të dy mënyrat N.S. dhe N.C.

Diagramat e mësipërme të forcave të brendshme i takojnë llogaritjes së rendit të I.

Në diskutim marrim kombinimin e ngarkesave 1.35G+1.5P (kombinimi ULS)

Klasa ambjentale është XC3, klasa e betonit është C30/37 me $f_{ck} = 30.00$ (MPa), me peshë vëllimore 2501.36 kg/m³ dhe me përmbajtje çimento të klasës N, shtresa mbrojtëse e kolonës është 40mm. RH=67% për ngarkim të parë pas 120 ditësh. Armatura është S500 me $f_{yk} = 500.00$ (MPa).

Referuar seksionit 5.8.1. të Eurokudit 2 prEN1992_1_1_64_e_dec04, për llogaritjen në studim e për qëllime projektimi elementë pjesë të strukturës mund të trajtohen si elementë të vecuar duke trajtuar konditat e mbërthimit në skaje.

Kolona C-12

I) Rasti I nuk merr në konsideratë efektin e deformkohës dhe fikson koeficientin $\varphi(\infty, t_0) = 0$ dhe koeficientin e reduktuar të deformkohës $\varphi_{ef} = 0$.

Llogaritja me metodën bazuar në kurbaturën nominale N.C.

Koeficienti i deformkohës : $\varphi(\infty, t_0) = 0.0$

Klasa e çimentos : N

Klasifikimi ambjental : XC3

Analiza ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e brendshme:

$$N_{sd} = 5492.18 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = -1447.91 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

Forcat e projektuara, shitesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$$N = 5492.18 \text{ (kN)} \quad N * e_{toty} = -1667.00 \text{ (kN*m)} \quad N * e_{totz} = 227.17 \text{ (kN*m)}$$

Eksentriciteti:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
Statik e_{Ed} :	-26.4 (cm)	0.4 (cm)
Pasaktësi në ndërtim e_i :	1.2 (cm)	0.0 (cm)
Rendi II e_2 :	2.8 (cm)	3.7 (cm)
Minimal e_{min} :	2.3 (cm)	2.3 (cm)
Total e_{tot} :	-30.4 (cm)	4.1 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.53	32.29	26.17	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 1442.92 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -1447.91 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = -1447.91 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = \theta_1 * l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha_h = 0.73$$

$$\alpha_m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$M_2 = N * e_2 = 153.66 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l_0^2 / c * (1/r) = 2.8 \text{ (cm)}$$

$$c = 10.00$$

$$(1/r) = Kr * K\phi * (1/r_0) = 0.01$$

$$Kr = 0.85$$

$$K\phi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1.00$$

$$\beta = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.00$$

$$\varphi_{ef} = 0.00$$

$$1/r_0 = (f_{yd}/E_s)/(0.45*d) = 0.01$$

$$d = 62.6 \text{ (cm)}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = -1667.00 \text{ (kN*m)}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (akse globale) ose 2 (akse lokale i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	7.05	34.89	26.17	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 21.69 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -10.51 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = 0.0 \text{ (cm)}$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$M_2 = N * e_2 = 205.48 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l_0^2 / c * (1/r) = 3.7 \text{ (cm)}$$

$$c = 10.00$$

$$(1/r) = K_r * K_\phi * (1/r_0) = 0.01$$

$$K_r = 0.85$$

$$K_\phi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1.00$$

$$\beta = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.00$$

$$\varphi_{ef} = 0.00$$

$$1/r_0 = (f_{yd}/E_s)/(0.45*d) = 0.01$$

$$d = 54.6 \text{ (cm)}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = 227.17 \text{ (kN*m)}$$

Llogaritja me metodën bazuar në shtangësinë nominale N.S.

Koeficienti i deformkohës : $\varphi(\infty, t_0) = 0.0$

Klasa e çimentos : N

Klasifikimi ambjental : XC3

Analiza ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e brendshme:

$$N_{sd} = 5492.18 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = -1447.91 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

Forcat e projektuara, shtesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$$N = 5492.18 \text{ (kN)} \quad N \cdot e_{toty} = -1723.77 \text{ (kN*m)} \quad N \cdot e_{totz} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

Eksentriciteti:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
Statik e_{Ed} :	-26.4 (cm)	0.4 (cm)
Pasaktësi në ndërtim e_i :	1.2 (cm)	0.0 (cm)
Rendi I e_0 :	-25.2 (cm)	0.4 (cm)
Minimal e_{min} :	2.3 (cm)	2.3 (cm)
Total e_{tot} :	-31.4 (cm)	2.3 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.53	32.29	26.17	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 1442.92 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -1447.91 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = -1447.91 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = \theta_1 \cdot l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha_h = 0.73$$

$$\alpha_m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.14$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 \cdot EJ) / l_0^2 = 54220.10 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c \cdot E_{cd} \cdot J_c + K_s \cdot E_s \cdot J_s = 233895.37 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.00$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 82167.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.13 \text{ ()}$$

$$K_s = 1.00 \text{ ()}$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -1723.77 \text{ (kN*m)}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (aks global) ose 2 (aks lokal i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	7.05	34.89	26.17	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -10.51 \text{ (kN*m)}$$

$$M_0 = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = 0.0 \text{ (cm)}$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.26$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 31460.16 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c * E_{cd} * J_c + K_s * E_s * J_s = 158430.71 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.00$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 41636.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.14$$

$$K_s = 1.00$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

II) Rasti II vlerëson deformkohën për kushtet ambjentale të zonës ku ndërtohet objekti, llogariten vlerat e koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficientit të reduktuar të deformkohës φ_{ef} dhe ndikimi i tyre në madhësinë e forcave të brendshme për kolonën C-12.

Llogaritja me metodën bazuar në kurbaturën nominale N.C.

Koeficienti i deformkohës	: $\varphi(\infty, t_0) = 1.43$
Klasa e çimentos	: N
Klasifikimi ambjental	: XC3

Analiza ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e projektuara, shtesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 5492.18 \text{ (kN)} & M_{sdy} &= -1447.91 \text{ (kN*m)} & M_{sdz} &= 21.69 \text{ (kN*m)} \\ N &= 5492.18 \text{ (kN)} & N * e_{toty} &= -1708.64 \text{ (kN*m)} & N * e_{totz} &= 279.47 \text{ (kN*m)} \end{aligned}$$

Eksentriciteti:	e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
Statik e_{Ed} :	-26.4 (cm)	0.4 (cm)
Pasaktësi në ndërtim e_i :	1.2 (cm)	0.0 (cm)
Rendi II e_2 :	3.6 (cm)	4.7 (cm)
Minimal e_{min} :	2.3 (cm)	2.3 (cm)
Total e_{tot} :	-31.1 (cm)	5.1 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	L_0 (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.53	32.29	21.99	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 1442.92 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -1447.91 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = -1447.91 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = \theta_1 * l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha_h = 0.73$$

$$\alpha_m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$M_2 = N * e_2 = 195.30 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l o^2 / c * (1/r) = 3.6 \text{ (cm)}$$

$$c = 10.00$$

$$(1/r) = K r * K \phi * (1/r_0) = 0.01$$

$$K r = 0.85$$

$$K \phi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1.27$$

$$\beta = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.28$$

$$\varphi_{ef} = 0.95$$

$$1/r_0 = (f_{yd}/E_s)/(0.45*d) = 0.01$$

$$d = 62.6 \text{ (cm)}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = -1708.64 \text{ (kN*m)}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (akse globale) ose 2 (aks lokal i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	7.05	34.89	21.99	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -10.51 \text{ (kN*m)}$$

$$M_0 = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = 0.0 \text{ (cm)}$$

Metoda e bazuar në kurbaturën nominale N.C.

$$M_2 = N * e_2 = 257.78 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l o^2 / c * (1/r) = 4.7 \text{ (cm)}$$

$$c = 10.00$$

$$(1/r) = K r * K \phi * (1/r_0) = 0.01$$

$$K r = 0.85$$

$$K \phi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1.25$$

$$\beta = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.27$$

$$\varphi_{ef} = 0.95$$

$$1/r_0 = (f_{yd}/E_s)/(0.45*d) = 0.01$$

$$d = 54.6 \text{ (cm)} \quad (5.35)$$

$$E_s = 200000.00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = 279.47 \text{ (kN*m)}$$

Llogaritja me metodën bazuar në shtangësinë nominale N.S.

Koeficienti i deformkohës : $\varphi(\infty, t_0) = 1.43$

Klasa e çimentos : N

Klasifikimi ambjental : XC3

Analiza ULS

Kombinimi i ngarkesave: 1.35G+1.50L

Forcat e brendshme:

$$N_{sd} = 5492.18 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = -1447.91 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

Forcat e projektuara, shtesa e momenteve përkulëse për shkak të skemës së deformuar nga veprimi i forcës aksiale N:

$$N = 5492.18 \text{ (kN)} \quad N^*e_{toty} = -1764.26 \text{ (kN*m)} \quad N^*e_{totz} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

Eksentriciteti:	e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
Statik e_{Ed} :	-26.4 (cm)	0.4 (cm)
Pasaktësi në ndërtim e_i :	1.2 (cm)	0.0 (cm)
Rendi II e_2 :	-25.2 (cm)	0.4 (cm)
Minimal e_{min} :	2.3 (cm)	2.3 (cm)
Total e_{tot} :	-32.1 (cm)	2.3 (cm)

Analiza e detajuar në drejtimin Y(aks global) ose 3 (aks lokal i elementit)

Përkulshmëria

L (m)	L_0 (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	6.53	32.29	21.99	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 1442.92 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -1447.91 \text{ (kN*m)} \quad M_0 = -1447.91 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = \theta_1 * l_0 / 2 = 1.2 \text{ (cm)}$$

$$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0.00$$

$$\theta_0 = 0.01$$

$$\alpha_h = 0.73$$

$$\alpha_m = (0.5(1+1/m))^{0.5} = 1.00$$

$$m = 1.00$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.17$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 46357.18 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c * E_{cd} * J_c + K_s * E_s * J_s = 199976.19 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.95$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 82167.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.07$$

$$K_s = 1.00$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -1764.26 \text{ (kN*m)}$$

Analiza e detajuar në drejtimin Z (aks global) ose 2 (aks lokal i elementit) :

Përkulshmëria

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
7.50	7.05	34.89	21.99	Kolonë e hollë

Analiza e rendit II

$$M_2 = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

$$M_1 = -10.51 \text{ (kN*m)}$$

$$M_0 = 21.69 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = 0.0 \text{ (cm)}$$

Metoda e bazuar në shtangësinë nominale N.S.

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1.36$$

$$\beta = 1.23$$

$$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 24182.77 \text{ (kN)}$$

$$EJ = K_c * E_{cd} * J_c + K_s * E_s * J_s = 121782.40 \text{ (kN*m}^2\text{)}$$

$$\varphi_{ef} = 0.95$$

$$J_c = 2000833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_s = 41636.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$K_c = 0.07 ()$$

$$K_s = 1.00 ()$$

$$M_{Edmin} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 128.15 \text{ (kN*m)}$$

A) Duke mos marrë në llogaritje deformkohën ku $\varphi(\infty, t_0) = 0$ dhe koeficienti i reduktuar i deformkohës $\varphi_{ef} = 0$, forcat e brendshme për llogaritjen e kolonës B-12 llogaritur me të dy metodat N.C. dhe N.S. për kolonat e holla dhe përkulshmëritë kufitare llogaritëse jepen si më poshtë referuar llogaritjeve:

B-12 Rendi I		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
7902.46	1095.83	-435.27

N.C. $\varphi_{ef} = 0$		
B-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
7902.46	1376.91	-612.79

N.S. $\varphi_{ef} = 0$		
B-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
7902.46	1396.4	-538.15

Tab.6.3. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës B-12 për $\varphi_{ef} = 0$.

B) Për vlerat e llogaritura të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficientin e reduktuar të deformkohës φ_{ef} , forcat e brendshme për llogaritjen e kolonës B-12 llogaritur me të dy metodat N.C. dhe N.S. si dhe përkulshmëritë kufitare jepen si më poshtë referuar llogaritjeve:

B-12 Rendi I		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
7902.46	1095.83	-435.27

N.C. $\varphi_{ef} = 1.43$		
B-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
7902.46	1429.87	-668.33

N.S. $\varphi_{ef}=1.43$		
B-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
7902.46	1426.79	-574.08

Tab.6.4. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës B-12 për φ_{ef} .
Paraqitur në mënyrë të përmblëdhur tabelare:

	B-12 Metoda N.C.						
φ_{ef}	N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)	λ_y	$\lambda_{y_{lim}}$	λ_z	$\lambda_{z_{lim}}$
0	7902.46	1376.91	-612.79	33.4	23.23	30.43	23.23
1.43	7902.46	1429.87	-668.33	33.4	19.85	30.43	19.85

	B-12 Metoda N.S.						
φ_{ef}	N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)	λ_y	$\lambda_{y_{lim}}$	λ_z	$\lambda_{z_{lim}}$
0	7902.46	1396.4	-538.15	33.4	22.77	30.43	22.77
1.43	7902.46	1426.79	-574.08	33.4	19.47	33.4	19.47

Tab.6.5. Llogaritja e kolonës B-12 me metodat N.C. dhe N.S.

C) Duke mos marrë në llogaritje deformkohën $\varphi(\infty, t_0)=0$ dhe koeficienti i reduktuar i deformkohës $\varphi_{ef}=0$, forcat e brenshme për llogaritjen e kolonës C-12 llogaritur me të dy metodat N.C. dhe N.S. si dhe përkulshmëritë kufitare jepen si më poshtë referuar llogaritjeve:

C-12 Rendi I		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
5492.18	-1447.91	21.69

N.C. $\varphi_{ef}=0$		
C-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
5492.18	-1667.01	227.17

N.S. $\varphi_{ef}=0$		
C-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
5492.18	-1723.77	128.15

Tab.6.6. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës C-12 për $\varphi_{ef}=0$.

D) Për vlerat e llogaritura të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficientin e reduktuar të deformkohës φ_{ef} , forcat e brenshme për llogaritjen e kolonës C-12 llogaritur me të dy metodat N.C. dhe N.S. si dhe përkulshmëritë kufitare jepen si më poshtë referuar llogaritjeve:

C-12 Rendi I		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
5492.18	-1447.91	21.69

N.C. $\varphi_{ef}=1.43$		
C-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
5492.18	-1708.64	279.47

N.S. $\varphi_{ef}=1.43$		
C-12		
N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)
5492.18	-1764.26	128.15

Tab.6.7. Momentet përkulës të korrigjuar të kolonës C-12 për φ_{ef} .

Paraqitur në mënyrë të përmblledhur tabelare:

C-12 Metoda N.C.							
φ_{ef}	N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)	λ_y	λ_{ylim}	λ_z	λ_{zlim}
0	5492.18	-1667.01	227.17	32.3	26.17	34.89	26.17
1.43	5492.18	-1708.64	279.47	32.3	21.99	34.89	21.99

C-12 Metoda N.S.							
φ_{ef}	N(kN)	Msd _y (kN*m)	Msd _z (kN*m)	λ_y	λ_{ylim}	λ_z	λ_{zlim}
0	5492.18	-1723.77	128.15	32.3	26.17	34.89	26.17
1.43	5492.18	-1764.26	128.15	32.3	21.99	34.89	21.99

Tab.6.8. Llogaritja e kolonës C-12 me metodat N.C. dhe N.S.

Konkluzion 6.

1. Ndikimi i deformkohës dhe tkurrjes së betonit në strukturat me kolona të holla shoqërohet me rritjen e vlerave të forcave të brendshme, konkretisht të momenteve përkulëse sipas të dy drejtimeve.
2. Deformkoha ndikon në zvogëlimin e vlerave të përkulshmërisë kufitare në kolonat e holla.
3. Llogaritjet e kolonave janë realizuar për lagështi relative ambjentale mesatare $RH=67\%$ referuar parametrave të zonës së vlerësuar. Ndryshimi i $RH\%$ sjell ndryshim të vlerave të momenteve përkulëse dhe përkulshmërive kufitare të kolonave të holla.

7. Konkluzione

1. Koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficienti efektiv i deforkkohës φ_{ef} reduktohet në betonet me përmbajtje të çimentos të klasave S, N dhe R përkatësisht.
2. Rritja e lagështisë relative ambjentale RH% sjell zvogëlim të koeficientit të deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe koeficientit efektiv të deformkohës φ_{ef} për betonet.
3. Elementi me prerje tërthore seksion rrethor, që ka sipërfaqen e ekspozuar në ambjentin e jashtëm më të vogël, gjeneron raportin efektiv të deformkohës, φ_{ef} dhe koeficientin e deformkohës, $\varphi(\infty, t_0)$ më të vogël krahasuar me elementët e tjerë me seksion të prerjes tërthore katërkëndësh këndrejtë me sipërfaqe të njëjtë të prerjes tërthore dhe armim të njëjtë.
4. Shtangësia e elementit kolonë e hollë ulet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$ dhe tkurrja.
5. Momenti përkulës rritet kur në llogaritje merret efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$ në elementët tip kolonë e hollë.
6. Duke krahasuar vlerat e përkulshmërisë limite për $\varphi_{ef}=0$ dhe φ_{ef} të llogaritur për kolonat e holla vërehet se përkulshmëria limite zvogëlohet kur merret në llogaritje efekti i deformkohës së betonit $\varphi(\infty, t_0)$.
7. Me rritjen e forcës aksiale shtypëse në kolonat e holla shtangësia e seksionit me plasje rritet sipas një funksioni eksponencial.
8. Me rritjen e lagështisë relative ambjentale RH% rritet përkulshmëria limite λ_{lim} .
9. Rritja e lagështisë relative ambjentale RH% sjell zvogëlim në vlerën e momenteve të rendit të dytë të llogaritur me dy metodat llogaritëse N.S. dhe N.C.
10. Me rritjen e klasës së betonit koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} zvogëlohen ndërsa vlerat e përkulshmërisë kufitare λ_{lim} rriten.
11. Sa më vonë të ngarkohet elementi konstruktiv prej betoni të armuar për herë të parë aq më i vogël është koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} .
12. Me rritjen e klasës së betonit për të njëjtin tip çimentoje të përdorur në përbërje të betonit zvogëlohet koeficienti i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$ dhe raporti efektiv i deformkohës φ_{ef} .

13. Ndikimi i deformkohës dhe tkurrjes së betonit në strukturat me kolona të holla shoqerohet me rritjen e vlerave të forcave të brendshme.

14. Klasifikimi ambjental dhe agresiviteti ambjental duhen të vlerësohen në fazat e para të projektimit për të përcaktuar klasën minimale të betonit në strukturat betonarme, përbërjen e betonit dhe shtresat mbrojtëse minimale përkatëse për elementët konstruktivë në strukturat prej betoni të armuar.

8. Referenca

Eurocode 0, Eurocode 1, Eurocode 2, Eurocode 8

Second order effects, Bo. Westerberg, (2002)

Time-dependent effects in the analysis and design of slender concrete compression members, (2008), TRITA-KKN, Bulletin 94.

Jack C. McCormac, James K. Nelson. ,(2006), "Design of Reinforced Concrete ACI 318-05 Code Edition", pp. 317-343.

Bill Mosley, (2007), John Bungey and Ray Hulse. "Reinforced Concrete Design to Eurocode2", pp.275-279.

Z.P.Bazant, F.H.Wittmann, (1982), "Creep and shrinkage in Concrete Structures", pp.163-184.

Z.P.Bazant, Ignacio Carol, (1993), "Creep and shrinkage of Concrete ", pp.805-829.

A. Ghali, R. Favre and M. Elbadry,(2006), "Concrete Structures, Stresses and Deformation ", pp.2-18, 474-481.

ACI Committee 209, (1997), "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures (ACI 209R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 318, (2011), "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 435, (1995), "Control of Deflection in Concrete Structures (ACI 435R95)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Bazant, Z. P., (1972), "Prediction of Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method," *ACI Journal*, V. 69, pp. 212-217.

Bazant, Z. P., and Kim, J. K., (1991), "Improved Prediction Model for Time-Dependent Deformations of Concrete. Part I-II." *Materials and Structures*, V.

24, pp. 327–345, pp. 409–421.

Bazant, Z. P., and Panula, L., (1978), “Practical Prediction of Time-Dependent Deformations of Concrete. Part I-III,” *Materials and Structures*, V. 11, pp. 307– 316, pp. 317– 328, pp. 425–434.

Bondy, K. B., (2005), “ACI Code Deflection Requirements – Time for a Change?,” *SP 225, Serviceability of Concrete – A Symposium Honoring Dr. Edward G. Nawy*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 133–146.

Branson, D. E., (1977), *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill Book Company, New York, 546 pp.

Branson, D.E., and Christiason, M.L., (1971), “Time-Dependent Concrete Properties Related to Design -Strength and Elastic Properties, Creep and Shrinkage,” *Designing for Effects of Creep, Shrinkage, Temperature in Concrete Structures, SP-27-13*, American Concrete Institute, Detroit, pp. 257–277.

CEB-FIP, (1994), *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code 1994*, Thomas Telford, London.

Ghosh, S. K., (2008), “Construction Loading in High-Rise Buildings,” *Concrete Construction Engineering Handbook*, second edition, E.G. Nawy, ed., CRC Press, Boca Raton, FL, pp. 8.1–8.60.

Gilbert, R.I., (1979), “Time-dependent analysis of reinforced and prestressed concrete slabs,” *Proceedings of the Third International Conference in Australia on Finite Elements Methods*, Sydney: University of New South Wales, Unisearch Ltd, pp. 215–230.

Goel, R., Kumar, R., and Paul, D. K., (2007), “Comparative Study of Various Creep and Shrinkage Prediction Models for Concrete,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, V. 19, No. 3, pp. 249–260.

Graham, C. J., and Scanlon, A., (1986), “Long Time Multipliers for Estimating Two-Way Slab Deflections,” *ACI Journal Proceedings*, V. 83, No. 6, pp. 899–908.

Haldar, A., Gopinath, S., Palani, G. S., Iyer, N. R., (2010), “Effect of Creep, Shrinkage, and Cracking on Time Dependent Behaviour of Reinforced Concrete Structures,” *Journal of Structural Engineering*, V. 36, N. 6, pp. 387–392.

Heiman, J. L., (1974), “A Comparison of Measured and Calculated Deflections

of Flexural Members in Four Reinforced Concrete Buildings,” *Deflections of Concrete Structures*, SP-43, American Concrete Institute, Detroit, pp. 515-545.

Hossain, T. R., (1999), “Numerical Modeling of Deflections of Reinforced Concrete Flat Slabs under Service Load,” PhD thesis, University of London, London, UK, 351 pp.

Hossain, T. R., and Vollum, R. L., (2002), “Prediction of Slab Deflections and Validation against Cardington Data,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, V. 152, No. 3, pp. 235-248.

Mehta, P. K., and Monteiro, P. J., (2006), *Concrete Microstructure, Properties, and Materials* (3rd Ed.), McGraw-Hill, New York, NY, pp. 568-592.

Russell, H. G., and Larson, S. C., (1989), “Thirteen Years of Deformations in Water Tower Place,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 2, pp. 182–191.

Sbarounis, J. A., (1984(a)), “Multi-story Flat Plate Buildings: Effect of Construction Loads on Long-Term Deflections,” *Concrete International: Design & Construction*, V. 6, N. 4, pp. 62-70.

Scanlon, A., and Lee, Y. H., (2006), “Unified Span-to-Depth Ratio Equation for Nonprestressed Concrete Beams and Slabs,” *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 1, pp.142-148.

Timoshenko, S. & S.Woinowsky-Krieger, (1959), *Theory of plates and shells*. New York: McGraw-Hill.